



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

“Diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360 - 2018”

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE: INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Acero Ninacondor Victor Clemente

Moreno Huaman Alejandro

ASESORA:

Mgrt. Alvarez Asto, Luz Esther

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sísmico y Estructural

HUARAZ - PERÚ

2018

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) ACERO NINACONDOR, VICTOR CLEMENTE cuyo título es:

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de: 15 (Número).....
..... QUINCE (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Mgtr. ALVAREZ ASTO, LUZ ESTHER



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

El jurado encargado de evaluar la tesis presentada por don (a) MORENO HUAMAN, ALEJANDRO cuyo título es:

DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018

Reunido en la fecha, escuchó la sustentación y la resolución de preguntas por el estudiante, otorgándole el calificativo de:15..... (Número).....
.....QUINCE..... (Letras).

Huaraz, 16 de diciembre Del 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY



Mgtr. ALVAREZ ASTO, LUZ ESTHER



Ing. DÍAZ BETETA, DANIEL ALBERT

DEDICATORIA

A nuestros padres, por apoyarnos incondicionalmente a culminar nuestra tarea y brindarnos su confianza en lograr nuestro objetivo anhelado.

AGRADECIMIENTO

A nuestro asesor temático, Ing. Luz Esther Álvarez Asto, por ayudarnos a alcanzar nuestros objetivos, brindándonos nuevos conocimientos y poder desarrollar nuestras capacidades durante el desarrollo de la tesis.

DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD

Nosotros, Víctor Clemente Acero Ninacondor y Alejandro Moreno Huamán, identificados con DNI: N° 10684047 y 32612714 respectivamente, a efectos de cumplir con las disposiciones vigentes consideradas en el Reglamento de Grados y Títulos de la Universidad César Vallejo, facultad de Ingeniería, Escuela Académico Profesional de Ingeniería Civil, declaramos bajo juramento que toda la documentación que acompañamos es veraz y auténtica.

Así mismo, declaramos también que todos los datos e información que se presenta en la presente tesis son auténticos y veraces.

En tal sentido asumimos las responsabilidades que corresponda ante cualquier falsedad, ocultamiento u omisión tanto de los documentos como de información aportada; por lo cual nos sometemos a lo dispuesto en las normas académicas de la Universidad César Vallejo.

Huaraz, diciembre del 2018

ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE

DNI N° 10684047

MORENO HUAMÁN ALEJANDRO

DNI N° 32612714

PRESENTACIÓN

Señores miembros del jurado:

Cumpliendo con las disposiciones vigentes establecidas por el Reglamento de Grado y Títulos de la Universidad César Vallejo, Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, someto a vuestro criterio profesional la evaluación del presente trabajo de investigación titulado: “Diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360 - 2018”, con el objetivo de proponer un diseño de muro de contención para la mencionada progresiva, para lo cual se realizará ensayos en laboratorio y levantamiento topográfico.

En el primer capítulo se desarrolla la introducción, que abarca la realidad problemática, antecedentes, teorías relacionadas al tema, formulación del problema, justificación y objetivos de la presente tesis de investigación.

En el segundo capítulo se describe la metodología de la investigación, es decir diseño de la investigación, variables y su operacionalización, población y muestra, técnicas e instrumentos de recolección de datos que se empleó y su validez y confiabilidad.

En el tercer capítulo se expondrán los resultados obtenidos de la evaluación realizada en el proyecto, la propuesta de mejora dada por el tesista para dar solución al problema presentado.

En el cuarto capítulo, se discutirán los resultados llegando a conclusiones objetivas y recomendaciones para las futuras investigaciones.

Asimismo, el presente estudio es elaborado con el propósito de obtener el título profesional de Ingeniería Civil y realizar una propuesta de diseño de muro de contención que será beneficioso a la población.

Agradecemos por anticipado las sugerencias y apreciaciones que se brinde a la presente investigación.

ÍNDICE

ACTA DE APROBACIÓN DE LA TESIS	ii
DEDICATORIA	iv
AGRADECIMIENTO.....	v
DECLARACIÓN DE AUTENTICIDAD	vi
PRESENTACIÓN	vii
ÍNDICE	viii
RESUMEN.....	x
ABSTRACT	xi
I. INTRODUCCIÓN.....	11
1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA.....	11
1.2. TRABAJOS PREVIOS.....	13
1.3. TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA	16
1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA.....	23
1.5. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO	23
1.6. HIPÓTESIS	24
1.7. OBJETIVO	24
II. MÉTODO.....	26
2.1. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN	26
2.2. VARIABLES, OPERACIONALIZACIÓN	27
2.3. POBLACIÓN Y MUESTRA	29
2.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD	29
2.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS.....	30
2.6. ASPECTOS ÉTICOS.....	30
III. RESULTADOS.....	31
3.1. Levantamiento topográfico.....	31
3.2. Exploración del sub suelo y muestra	36
3.3. Estudio de ampliación de calzada	41
3.4. Diseño del muro de contención	42
3.5. Análisis de costo y presupuesto de muro de contención	55
IV. DISCUSIÓN.....	57
V. CONCLUSIONES	59
VI. RECOMENDACIONES	60

REFERENCIAS	61
ANEXOS	30

RESUMEN

La presente investigación se realizó con el propósito de desarrollar un diseño de muro de contención de gravedad de concreto ciclópeo que tiene como propósito ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa en la progresiva 03+360, del distrito de Pomabamba, mejorando la transitabilidad vehicular. La presente investigación es de tipo no experimental puesto que no se manipularon la variable independiente, el muro de contención, ya que sus medidas están reglamentadas y la variable dependiente, la calzada, el cual tampoco se manipuló solo se ciñó a las normas. Para lo cual fue necesario la recopilación de información, permitiendo anotar y describir los resultados. Al ser analizados los resultados se determinó que si es posible realizar el diseño de un muro de contención de gravedad de concreto ciclópeo para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa en la progresiva 03+360.

Tanto la población y muestra del presente proyecto de investigación es el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018.

Se llegó a la conclusión de que la ejecución del diseño de un muro de contención tipo gravedad de concreto ciclópeo soluciona nuestro problema de transitabilidad, pues amplía la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa en la progresiva 03+360.

Palabras claves: diseño, muro y calzada.

ABSTRACT

The present investigation was carried out with the purpose of developing a cyclopean concrete gravity containment wall design that has the purpose of expanding the roadway of the Pomabamba - Conopa road in the 03 + 360 progressive, of the district of Pomabamba, improving vehicular traffic. The present investigation is of non-experimental type since the independent variable, the retaining wall, was not manipulated, since its measures are regulated and the dependent variable, the road, which was not manipulated, was only adhered to the norms. For which it was necessary to collect information, allowing to annotate and describe the results. When the results were analyzed, it was determined that it is possible to design a cyclopean concrete gravity retaining wall to extend the roadway of the Pomabamba - Conopa road in the 03 + 360 progressive.

Both the population and sample of this research project is the design of concrete retaining wall to expand the roadway of the neighborhood road Pomabamba - Conopa, progressive 03 + 360, 2018.

It was concluded that the execution of the design of a cyclopean concrete gravity retaining wall solves our transitivity problem, since it widens the road of the neighborhood road Pomabamba - Conopa in the progressive 03 + 360.

Key words: design, wall and driveway

I. INTRODUCCIÓN

1.1. REALIDAD PROBLEMÁTICA

1.1.1. Realidad problemática a nivel mundial:

El Informe Global de Competitividad, realizado por el Foro Económico Mundial, tiene a Chile con mejores vías en América del Sur. Colombia, Paraguay y Haití se encuentran con mayores dificultades de sus vías terrestres. El estudio se fundamenta en opiniones de las principales empresas viales terrestres de cada país, resaltando como influye la infraestructura vial en el bienestar de la población.

El financiamiento de los recursos económicos para obras viales, si bien es cierto es un factor que incide en este tipo de infraestructura, existen otros que también tienen gran incidencia como puede ser la geografía; un caso particular se da en países grandes como el Brasil ya que tiene un vasto territorio amazónico. Estas vías tienen grandes ventajas comerciales, aumentando calidad de vida gracias a estas vías que muchas veces no son percibidos (BBC Mundo-2015)

1.1.2. Realidad problemática a nivel nacional:

Durante mucho tiempo este sector ha tenido un desinterés de parte el gobierno central, caracterizándose por su deficiencia en lo que corresponde a la calidad y cantidad. Esto es uno de los principales problemas para poder comunicar los pueblos alejados de la ciudad, creando gran malestar en la población. Con la construcción de estas vías la comunicación sería más fluida entre los pueblos, así ismo generaría empleo en la construcción y mantenimiento en las vías.

La falta de vías en el Perú es un problema que incide en el crecimiento del país siendo responsabilidad de las autoridades, los cuales no ponen interés en la solución de este problema, teniendo gran repercusión en el crecimiento

económico del país. (Slideshare, Problemática de la infraestructura vial en el Perú, 2015)

Para Servén y Calderón (2004) manifiestan que el desarrollo de la infraestructura vial genera un crecimiento económico. En el Perú si se desarrollara la infraestructura vial y productiva a niveles alcanzados en Costa Rica y Chile incrementarían el PBI en 3.5% y en 2.2% respectivamente.

1.1.3. Realidad problemática a nivel local:

Las carreteras de la provincia de Pomabamba se encuentran en un estado deplorable, puesto que no se realiza el mantenimiento periódico correspondiente, la pésima gestión de las autoridades y el olvido por parte del gobierno regional y gobierno local.

La zona de estudio corresponde al camino vecinal Pomabamba – Conopa, que fue ejecutado por el gobierno provincial sin tener en cuenta criterios técnicos según las normas del MTC y por la topografía del terreno que origino la construcción del camino vecinal con calzada demasiado angosta, por ello se propone el diseño de un muro de contención de concreto para ampliar la calzada en la progresiva 03+360 para su posterior construcción.

Es necesario mencionar que antes de realizar el diseño del muro de contención se debe tener presente una serie de estudios previos como el estudio topográfico para poder determinar los desniveles y longitudes exactas del tramo, el hidrológico para determinar las avenidas y huaycos, así mismo la geología y geotecnia del lugar.

El diseño de muro de contención servirá para aumentar la calzada, conllevando a la fluidez del tránsito vehicular; de no ampliarse dicha calzada, podría en el futuro generar accidentes de tránsito, además constituye una zona de cuello de botella, ya que reduciría el flujo normal del tránsito de vehículos. Ante esta

realidad problemática se propone diseñar un muro de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa progresiva 03+360.

1.2. TRABAJOS PREVIOS

1.2.1. Internacionales

Rojas (2009) en la tesis para optar el título de Ingeniero Civil de la Universidad Austral de Chile, titulada “Diseño de muros de contención sector la Aguada comuna de Corral” tuvo como objetivo general el diseño de un muro de contención en voladizo, concluyó que el relieve del sector se determinó por la presencia de cerros y pendientes con aspecto de taludes con pendiente vertical, creando peligro de deslizamientos de tierras e inseguridades debido al tipo de suelos existentes y a grandes cantidades de agua presentes en la zona, así como gran cantidad de precipitaciones; para lo cual se optó atenuar el peligro de deslizamientos de tierra con los muros de contención en voladizo, ya que otras técnicas no fueron viables de ejecutarse en la zona, que las técnicas de menor costo como los de corrección superficial o una corrección geométrica no fueron factibles ya que las situaciones geodésicas no lo permitieron, como tampoco las circunstancias de uso, ya que este fue un sector completamente habitado donde no se podía cambiar en gran manera la geometría de los declives, que en relación a los datos manejados para el diseño, se trabajó en base a valores tabulados de ángulos de fricción y cohesión, ya que no se consiguieron realizar los ensayos de mecánica de suelos pensados en un primer período, pues no fue posible obtener las muestras cilíndricas requeridas para el desarrollo del ensayo triaxial.

Jara (2008) en su tesis para optar el grado de doctor de la Universidad politécnica de Madrid “Estudio de la aplicabilidad de materiales mezclados al diseño de estructuras de sujeción de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria”. Cuyo objetivo general fue valorar el uso de materiales compuestos para el diseño y construcción de estructuras de contención de tierras a ser aplicados en obras de infraestructura viaria, concluyó que el uso de elementos pre elaborados acepta realizar los trabajos de puesta en

obra con una disminución de tiempo y costo y una incremento en la calidad final de la estructura, a partir de un punto de vista estructural y estético, además esta técnica reconoce una disminución del impacto medio ambiental.

Carrasco (2007) en su tesis para obtener el título de ingeniero civil del Instituto Politécnico Nacional “Propuesta de diseño de muros de contención usando factores parciales de seguridad, para paralizar deslaves en el sureste del país (Veracruz y Tabasco)”, tuvo como objetivo general el diseño de muro de contención con el empleo de geotextiles y rellenos ligeros de materiales plásticos que mejoran su resistencia o propiedades para un mejor resultado, concluyó que los diseños de muros de contención para un buen funcionamiento penden en gran medida de los diseños, criterios y experiencias del ingeniero proyectista. Que, la parte primordial para un buen diseño de muros de contención es tener una amplia experiencia e investigación en concreto armado, metrado y geotécnica. Que, los muros de contención son una forma eficiente de proteger las condiciones de funcionabilidad en forma segura de las líneas de transporte de hidrocarburos. Que, realizar un buen drenaje superficial es importante para estirar la vida útil de los muros de contención, que, es preferible hacer diversos pequeños muros de contención de una altura media que hacer uno de gran altura.

1.2.2. Nacionales

Ballón y Echenique (2017) en su tesis para optar el título de ingeniero civil por la Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas denominada “Análisis de estabilidad de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú” tuvo como objetivo general: Determinar la respuesta sísmica de muros de contención en voladizo en cada zona sísmica del Perú, concluyo que la influencia del sismo genera un mayor dimensionamiento del muro para poder cumplir las verificaciones por estabilidad con los factores de seguridad requeridos, que el método de Mononobe Okabe no se puede aplicar para perfiles de suelo complejos, para suelos estratificados ni para combinaciones de altas aceleraciones sísmicas y taludes elevados. En función a las deducciones obtenidas, la altura de los muros

simplemente es un valor de proporción para la fuerza, un valor de escala. Siendo la aceleración sísmica y el talud de relleno quienes afectan en realidad el valor final, que la influencia del ángulo del talud de relleno es mayor a la de la aceleración sísmica para ambas metodologías.

Según Pinedo (2015) en su tesis para optar el título de Ingeniero civil de la Pontificia Universidad Católica del Perú denominada “*Comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles*” tuvo como objetivo general implantar una comparación entre muros de suelo reforzado con elementos extensibles y no extensibles, asumiendo en consideración las mismas medidas de diseño, concluyo que los muros de suelo fortalecido con elementos inextensibles son entre un 23 a 34% más onerosos que los muros de suelo reforzado con elementos extensibles, que este estilo solo pudo ser probada hasta una altura de diseño de 11.25 m, la cual pertenece a la máxima altura diseñada para cada uno de los dos métodos de muro de suelo reforzado.

Vargas (2013), en su tesis para optar el título de Ingeniero civil por la Pontificia Universidad Católica del Perú, titulada “Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo”, tuvo como objetivo general ayudar a la cuantificación de la inseguridad causada por la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño de muros de contención en voladizo con suelo de cimiento cohesivo y suelo relleno granular, mediante expresiones que permitan tasar la variabilidad de los factores de seguridad, en función de la variabilidad de parámetros geotécnicos y las características del muro de contención. Concluyó que los análisis determinísticos no resultan adecuados para mejorar el diseño de una estructura, pues al no cuantificar la variabilidad presente en el diseño no admiten apreciar valores convenientes de factores de seguridad en función a la importancia de la estructura, que el método Monte Carlo constituye una significativa herramienta probabilística para la evaluación y análisis de la incertidumbre, pues permite cuantificar la variabilidad en el diseño, que mediante la cuantificación de la variabilidad de los factores de seguridad, y en función a una “probabilidad de falla aceptable” (definida por la

importancia de la estructura), se pueden evaluar valores correctos de elementos de seguridad para el diseño de esta, que los corolarios a alcanzar en un diseño probabilístico acatan en gran medida de la calidad de los parámetros estadísticos de entrada, estos deben estimarse favorablemente mediante los arreglos de los datos derivados de ensayos in – situ y/o ensayos en laboratorio a distribuciones probabilísticas, utilizando pruebas de bondad de ajuste como “Smirnov – Kolmogorov”, “Anderson – Darling”, “Chi – cuadrado”, etc. o criterio de un especialista, afirmado en datos derivados de ensayos y/o exámenes en campo, que un análisis probabilístico concede optimizar el diseño en función de la escala de la estructura y la variabilidad involucrada en el diseño, elaborando un análisis costo- beneficio y fijando una “probabilidad de falla aceptable”.

1.2.3. Locales

A nivel local, los volúmenes de tráfico, se hallaron utilizando el formato de conteo y clasificación vehicular, otorgado por la oficina de Planeamiento y Presupuesto del Ministerio de Transportes y Comunicaciones. El tramo Pomabamba – Conopa tiene un Índice Medio Diario Anual de 50 vehículos/día (IMDa = 50 vehículos/día).

1.3. TEORÍAS RELACIONADAS AL TEMA

1.3.1. Muro de contención

“Son estructuras usadas para dar estabilidad al suelo u otros materiales, donde las condiciones del proyecto no les permite continuar con su pendiente natural; se usan generalmente para soportar volúmenes de suelo, almacenamiento de mineral y agua” (Ortega, 1990, p. 208).

1.3.1.1. Partes de un muro de contención

[...] En el análisis de los muros de retención, al muro vertical se le llama *vástago*. A la parte exterior de la zapata que oprime al suelo más intensamente se le llama *punta* y a la parte que tiende a ser levantada se le llama *talón* (McCormac y Brown, 2011, p. 385).

1.3.1.2. Tipos de muros de contención

➤ Muros de retención tipo gravedad

Son usados para muros hasta 3 m de altura. Puede ser de concreto simple, de piedra o de mampostería y depende de su propio peso para la estabilidad contra el deslizamiento y el volteo. Son tan masivos que no es necesario reforzar con acero. (McCormac y Brown, 2011, p. 385).

➤ Muro de retención tipo semigravedad

Es un intermedio entre el tipo gravedad y voladizo. Dependen de su peso y del suelo en el talón para la estabilidad. Son usados para alturas de hasta 3 m (McCormac y Brown, 2011, p. 385).

➤ Muro de retención tipo voladizo

Son usados para muros de 6 m de altura. Son los muros de contención más comunes que existe. Son contruídos de concreto armado y detrás de la pared, el talón, estabiliza con el suelo la resistencia al volteo. (McCormac y Brown, 2011, p. 385).

Para muros de contención mayores a 6 m, es necesario reforzar la unión del vástago con la zapata ya que ahí los momentos flexionantes son altos, para ello se introducen muros transversales delante o detrás del vástago (McCormac y Brown, 2011, p. 387).

Muros con estribos

[...] Si los refuerzos transversales quedan detrás de la pared (o sea, dentro del suelo) y no son visibles. (McCormac y Brown, 2011, p. 387).

Muros con contrafuerte

[...] Si los refuerzos transversales quedan visibles (es decir, sobre el lado de la punta) (McCormac y Brown, 2011, p. 387).

1.3.1.3. Dimensionamiento de muros de retención

Al diseñar muro de retención, se debe suponer algunas dimensiones, para revisar las secciones de prueba por estabilidad, en caso de no cumplir se cambian y se vuelven a revisar. El tallo de cualquier muro de retención no debe ser menor que 0.3 m de ancho, la profundidad al fondo de la losa de base debe ser un mínimo de 0.6 m, colocándolo por debajo de la línea de congelamiento estacional (Braja, 2001, p. 447)

1.3.2. Empuje de tierras sobre estructuras de contención

El empuje de la tierra sobre las estructuras de contención depende de varios factores: las propiedades físicas del suelo, la interacción entre el suelo y la estructura de retención, el comportamiento geológico del suelo, las características de deformación del suelo y de la estructura, y además, de la carga sobre impuesta, incluyendo las presiones del agua subterránea (Vallecilla, 2006, p. 297)

Evaluación de empujes de tierra

1.3.2.1. Empuje de reposo

Se considera empuje de reposo al estado en donde el muro se encuentra limitado a su movimiento hacia la izquierda o hacia la derecha, y estructura un sólido integralmente rígido, la presión no dinámica del suelo es de reposo y ocasiona una fuerza total E_0 , aplicado en el tercio inferior de la altura” (Torres, 2008, p. 23)

1.3.2.2. Empuje activo

“Cuando la parte elevada de un muro se menea adecuadamente como para que se pueda desplegar un momento de equilibrio plástico, la presión estática es activa y genera un empuje total E_a , aplicada en el tercio inferior de la altura” (Torres, 2008, p. 25)

“El coeficiente de presión activa se establecen mediante las teorías de Coulomb o Rankine para suelos granulares; estableciéndose hipótesis que

facilitan el problema y conducen a valores de empuje que están dentro de los rangos de seguridad tolerables” (Torres, 2008, p. 25)

a) Método de Coulomb

“Se asume un deslizamiento muy pequeño en la cara posterior del muro y la presión del suelo actúa normal al plano de la cara” (Ortega, 1990, p. 209).

b) Método de Rankine

“Se incrementará un peso adicional del suelo comprendido entre el plano vertical y la inclinación de la cara del muro” (Ortega, 1990, p. 209).

1.3.2.3. Empuje pasivo

Cuando un muro empuja contra el terreno se genera una reacción que se le da el nombre de empuje pasivo de la tierra E_p , la tierra así comprimida en la dirección horizontal origina un aumento de su resistencia hasta alcanzar su valor límite superior E_p , la resultante de esta reacción del suelo se aplica en el extremo del tercio inferior de la altura (Torres, 2008, p. 25).

1.3.2.4. Efectos de sobrecargas

Son cargas sobre la superficie de relleno del muro, aumentando la presión horizontal. Si la sobrecarga es uniforme sobre el área deslizante detrás del muro, la presión resultante se supone igual a la presión que sería causada por una altura incrementada del relleno que tuviese el mismo peso total que la sobrecarga. Generalmente, es fácil tratar esta situación en un muro sin sobrecarga añadiendo una presión uniforme a la presión triangular del suelo (McCormac y Brown, 2011, p. 399).

1.3.2.5. Acción de las cargas de tráfico

Es una situación frecuente, se puede adoptar una carga uniformemente repartida equivalente, se ha demostrado que una sobrecarga de 10 kN/m^2 cubre a estos efectos, el caso de tráfico habituales en las ciudades, en el caso de acera entre la coronación del muro y la calzada (nos referimos a la

sobrecarga de tráfico habitual y el valor no cubre el caso de vehículos pesados) (Calavera, 2000, p. 65).

1.3.3. Comprobación de la estabilidad estructural:

❖ Estabilidad al volcamiento

Es el giro del muro que se produce alrededor de la *punta*; el único momento volcador es el producido por el empuje del suelo y los momentos estabilizadores son debido a la fuerza vertical y eventualmente el empuje pasivo (Calavera, 2000, p.73)

❖ Estabilidad al deslizamiento

La fuerza que puede producir el deslizamiento es la componente horizontal de empuje; las fuerzas que se oponen al deslizamiento son el rozamiento de la base del muro con el suelo de cimentación y eventualmente el empuje pasivo (Calavera, 2000, p.73)

❖ Presiones de suelo

La presión máxima del muro no debe exceder el esfuerzo admisible del suelo; para evitar la inclinación del muro por asentamientos es deseable que la resultante de las presiones en el suelo actúe en el núcleo central de la superficie resistente; si se cimienta en suelos muy duros o roca se puede permitir salir del núcleo central, aunque se considera prudente que la excentricidad no exceda 0.25 veces la dimensión de la zapata (Morales, 2006, p.113)

Excentricidad de la fuerza resultante

“Medido desde el centro de la base; para que exista compresión en toda la base con diagrama de presión trapezoidal la excentricidad debe ser menor que el sexto de la base” (Torres, 2008, p. 25).

1.3.4. Drenaje

Al diseñar o construir muros adecuados, hay que prever la acumulación de agua detrás de las paredes, si se permite que se deposite ahí, se producirán grandes presiones laterales del líquido contra el muro y aún más en climas gélidos el empuje se amplifica por la formación de hielos. Para los muros de contención el mejor relleno es un suelo sin cohesión y bien drenado. Junto con el relleno de material granular, se hacen agujeros en las paredes (lloraderos) de 4 plg o más de diámetro (diámetros mayores se usan para facilitar la limpieza) aproximadamente de 5 a 10 pies de centro a centro, horizontal y verticalmente. Si el relleno es de arena gruesa, se debe poner grava alrededor de los lloraderos para evitar que la arena tape los agujeros (McCormac y Brown, 2011, p. 387).

1.3.5. Cimentaciones

Las cimentaciones son elementos que se encuentran en la base de las estructuras, transmiten las cargas de la estructura al suelo en que se apoyan, son diseñados para evitar la falla a corte del suelo que viene a ser el flujo plástico y/o una expulsión de suelo por debajo de la cimentación, por otro lado para evitar el asentamiento excesivo del suelo bajo las cargas de la estructura. Si los requerimientos de resistencia al corte y de asentamiento no se cumplieran de acuerdo a la magnitud de un asentamiento excesivo (asentamiento diferencial), inclinación, volteo o agrietamiento se producirán los daños paulatinamente a medida que las fallas aumenten, llegando inclusive a la falla de la estructura y el colapso de la misma en último caso. (Ortega, 1990, p. 45)

1.3.6. Suelos

[...] el suelo es un conjunto con organización definida y propiedades que varían “vectorialmente”. En la dirección vertical sus propiedades cambian más rápidamente que en la horizontal. El suelo tiene perfil, éste es hecho para que sea de gran aplicación (Juarez, 2005, p. 34).

Las exploraciones del suelo para el diseño preliminar, es el principal objetivo; pues, se obtiene información suficiente del subsuelo para poder seleccionar los tipos, ubicaciones y dimensiones principales de las estructuras que conforman el

proyecto, además de poder efectuar un estimado aproximado de los costos. Los diseños preliminares basados en estas exploraciones son adecuados para informes técnicos, de factibilidad e informes de planificación de proyectos (Ortega, 1990, p. 12).

1.3.7. Sistema nacional

Carreteras de interés nacional, cuya jurisdicción está a cargo del MTC. Las carreteras del sistema nacional evitarán, en general el cruce de poblaciones y su paso por ellas será relacionarse con las carreteras de circunvalación o vías de evitamiento. Se les identifica con un escudo y la numeración es impar, desde el 01 al 99 inclusive (Scipion, 1999, p. 23)

1.3.8. Sistema departamental

Carreteras que constituyen la red vial circunscrita a la zona de un departamento, cuya jurisdicción está a cargo de los Consejos Transitorios de Administración Regional. Se les identifica con una insignia y la numeración es desde 100 al 499 inclusive (Scipion, 1999, p. 23)

1.3.9. Sistema vecinal

Carreteras de carácter local, cuya jurisdicción está a cargo de las municipalidades. Se les identifica con un círculo y la numeración es desde el 500 hacia adelante (Scipion, 1999, p. 23)

1.3.10. Trochas carrozables

“Son vías transitables, que no alcanzan las características geométricas de una carretera, que por lo general tiene un IMDa menor a 200 veh/día. Sus calzadas deben tener un ancho mínimo de 4.00 m, en cuyo caso se construirá ensanches denominados plazoletas de cruce, por lo menos cada 500 m” (MANUAL DE CARRETERAS, 2018, p.13)

1.4. FORMULACIÓN DEL PROBLEMA

¿Qué características debe tener el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018?

1.4.1. Problemas específicos:

- ✓ ¿La topografía influirá en el tipo de muro de contención a diseñar?
- ✓ ¿El análisis de suelo influirá en el tipo de muro de contención a diseñar?
- ✓ ¿El ancho de la calzada influirá en el tipo de muro de contención a diseñar?
- ✓ ¿Qué características debe cumplir el diseño de muro de contención de concreto?
- ✓ ¿De que manera se realizará el análisis de costo y presupuesto del muro de contención de concreto?

1.5. JUSTIFICACIÓN DEL ESTUDIO

La justificación del presente trabajo de investigación de diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018, se realizará para aumentar el ancho de la calzada haciendo más eficiente el tránsito vehicular, ya que dificulta el normal tránsito de los vehículos; lográndose esta ampliación de la calzada con la realización del muro de contención, el cual beneficiará a las comunidades de Conopa así como también a los docentes que se dirigen diariamente a sus centros educativos y usuarios eventuales de la población.

1.5.1. Justificación económica

Favorecerá a los transportistas en ahorro de mantenimiento de su máquina, así como menor uso de combustible, repercutiendo en la economía de los usuarios.

1.5.2. Justificación social

El nivel de pobreza en que se encuentran sumergidos los pobladores de las comunidades justifica la ejecución del proyecto; al ejecutar el presente proyecto se generará puestos de trabajo cuyos beneficiarios directos serán los

pobladores de las comunidades beneficiadas elevando su calidad de vida, además al ser éstos usuarios del transporte reducirá el pasaje por el buen estado del camino vecinal.

1.5.3. Justificación teórica

Se empleará conceptos físicos y matemáticos en el diseño de muro de contención como momentos, resistencia al volteo y resistencia al deslizamiento; además se considerará la ampliación de la calzada, la topografía y la geotécnica.

1.5.4. Justificación metodológica

Se seguirán procedimientos de diseño constructivo y estructural en la construcción de muros de contención, de igual se considerará la ampliación de la calzada del camino vecinal.

1.5.5. Justificación legal

Se emplearán libros y normas para el diseño de los muros de contención; para la ampliación de la calzada, se empleará manuales del Ministerio de Transportes y Comunicaciones, que forma parte de los manuales de carreteras, establecidos por el Reglamento Nacional de Gestión de Infraestructura Vial aprobado por D.S. 034-2008 MTC.

1.6. HIPÓTESIS

Con el diseño de muro de contención de concreto se ampliará la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018.

1.7. OBJETIVO

1.7.1. Objetivo general:

Determinar el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018.

1.7.2. Objetivos específicos:

- ✓ Realizar el levantamiento topográfico en el lugar de estudio del proyecto.
- ✓ Realizar el análisis de mecánica de suelos del lugar de estudio del proyecto.
- ✓ Realizar el estudio de ampliación de la calzada.
- ✓ Realizar el diseño del muro de contención de concreto.
- ✓ Realizar el análisis de costo y presupuesto del muro de contención de concreto del proyecto.

II. MÉTODO

2.1. DISEÑO DE INVESTIGACIÓN

❖ **Tipo de investigación:**

No experimental, porque las variables no se manipularán, en nuestro caso, nuestra variable independiente es el muro de contención, éste no va sufrir manipulación alguna ya que las medidas del muro ya están reglamentadas, por otro lado nuestra variable dependiente es la calzada, el cual tampoco se va a manipular, solo se va a ceñir a las normas.

❖ **De acuerdo con la técnica de contrastación:**

Descriptiva, porque se tomarán datos reales que van a ser tomados a nivel de análisis de suelo y levantamiento topográfico.

❖ **Según el tiempo:**

Según la secuencia temporal es transversal, ya que la variable independiente, diseño de muro de contención y la variable dependiente, la calzada, se realiza en un tiempo dado.

❖ **De acuerdo al fin que se percibe:**

Aplicada, ya que aplicará conocimientos de ingeniería civil, basados en libros y normas referentes al tema.

❖ **De acuerdo con el régimen de investigación:**

Libre, porque fue elegido por los investigadores.

❖ **Línea de investigación:**

Diseño sísmico estructural.

2.2. VARIABLES, OPERACIONALIZACIÓN

VARIABLES	DEFINICIÓN CONCEPTUAL	DEFINICIÓN OPERACIONAL	DIMENSIONES	INDICADORES	ESCALA DE MEDICIÓN
<i>Diseño de muro de contención de concreto (VARIABLE INDEPENDIENTE)</i>	<i>Son estructuras usadas para dar estabilidad al suelo u otros materiales, donde las condiciones del proyecto no les permite continuar con su pendiente natural; se usan generalmente para soportar volúmenes de suelo, almacenamiento de mineral y agua. (ORTEGA, J. 1990).</i>	<i>La variable diseño de muro de contención de concreto, se va a medir en función de los indicadores de cada una de las dimensiones: comportamiento mecánico, estabilidad, estudios técnicos y estudio de tráfico.</i>	<i>Comportamiento mecánico</i>	<i>Empuje activo</i>	<i>Numérico continuo</i>
				<i>Empuje pasivo</i>	
			<i>Estabilidad</i>	<i>Estabilidad al volcamiento</i>	
				<i>Estabilidad al deslizamiento</i>	
				<i>Presiones de contacto</i>	
			<i>Estudios técnicos</i>	<i>Ángulo de fricción interna</i>	
				<i>Peso específico</i>	
				<i>Capacidad portante</i>	
				<i>Estudios topográficos</i>	
			<i>Estudios de tráfico</i>	<i>Volumen vehicular</i>	<i>Numérico continuo</i>
				<i>Sentido de tráfico</i>	<i>Ordinal</i>
				<i>Tipo de vehículo</i>	<i>Nominal</i>
<i>La calzada (VARIABLE DEPENDIENTE)</i>	<i>"La calzada aumenta su ancho en las curvas para conseguir condiciones de operación vehicular. En las curvas, el vehículo de diseño ocupa un mayor ancho que en los tramos rectos." (MANUAL DE CARRETERAS DE BAJO VOLUMEN DE TRÁNSITO, 2018, p. 53)</i>	<i>La variable la calzada, se va a medir en función de los indicadores de la dimensión: diseño.</i>	<i>Diseño</i>	<i>Ampliación de calzada</i>	<i>Numérico continuo</i>

MATRIZ DE CONSISTENCIA

TÍTULO	FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	OBJETIVOS	HIPÓTESIS	DISEÑO DE LA INVESTIGACIÓN	VARIABLES
Diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba-Conopa, progresiva 03+360, 2018	General: ¿Qué características debe tener el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba-Conopa, progresiva 03+360, 2018?	General: Determinar el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba-Conopa, progresiva 03+360, 2018.	Con el diseño de muro de contención de concreto se ampliará la calzada del camino vecinal Pomabamba-Conopa, progresiva 03+360, 2018	Tipo de investigación: Aplicada	Variable independiente: Diseño del muro de contención de concreto.
	Específico: <ul style="list-style-type: none"> • ¿La topografía influirá en el tipo de muro de contención a diseñar? • ¿El análisis de suelo influirá en el tipo de muro de contención a diseñar? • ¿El ancho de la calzada influirá en el tipo de muro de contención a diseñar? • ¿Qué características debe cumplir el diseño de muro de contención de concreto? • ¿De qué manera se realizará el análisis de costo y presupuesto del muro de contención de concreto? 	Específico: <ul style="list-style-type: none"> • Realizar el levantamiento topográfico en el lugar de estudio del proyecto. • Realizar el análisis de mecánica de suelos del lugar de estudio del proyecto. • Realizar el estudio de ampliación de la calzada. • Realizar el diseño del muro de contención de concreto. • Realizar el análisis de costo y presupuesto del muro de contención de concreto del proyecto. 			
				Diseño de investigación: No experimental aplicada	Variable dependiente: La calzada

2.3. POBLACIÓN Y MUESTRA

2.3.1. Población

Para el presente proyecto de investigación, la población estará conformada por el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018.

2.3.2. Muestra

La muestra para el presente proyecto de investigación tiene el mismo tamaño de la población, esto es el diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018.

2.4. TÉCNICAS E INSTRUMENTOS DE RECOLECCIÓN DE DATOS, VALIDEZ Y CONFIABILIDAD

2.4.1. Técnicas

La técnica de recolección de datos para la investigación fue la observación directa teniendo en primera instancia el levantamiento topográfico de la zona en estudio con la finalidad de tener la topografía del terreno, así mismo se ubicó el lugar para la apertura de una calicata a fin de obtener muestras de suelo, luego se procedió a realizar ensayos de suelo en laboratorios con procedimientos normados, realizados por un especialista.

2.4.2. Instrumentos

Los instrumentos utilizados en la investigación fueron formatos y registros para la toma y procesamiento de datos para la capacidad portante del suelo CBR (MTC-E132) empleados por el laboratorio de suelos certificados, en este caso: D&D S.A.C. laboratorio de suelos, quien certifica la veracidad de los datos obtenidos en los ensayos.

Levantamiento topográfico, utilizando el instrumento de estación total.

Formato de conteo vehicular del MTC.

2.4.3. Validez y confiabilidad

Dado que los instrumentos a utilizar en la presente investigación ya están validados, ya no será necesario la validación por el Método de Juicio de Expertos, ya que estos son los formatos de registro y procesamiento que obedecen a la normativa del manual de ensayo de materiales del MTC, la misma que se basa en normas ASTM, SUCS, ASHTTO, que son de uso nacional e internacional.

2.5. MÉTODOS DE ANÁLISIS DE DATOS

El análisis de datos será descriptivo, se procesó los datos en gabinete luego de la recolección de toda la información necesaria, con los resultados de mecánica de suelos en programas como Excel se determinó la capacidad portante, con el levantamiento topográfico con estación total se procesara la información con el programa CAD para obtener las curvas a nivel, y el conteo vehicular se procesara en una hoja de cálculo Excel para determinar los volúmenes de tráfico en la vía, por tipo de vehículo y sentido en forma semanal.

2.6. ASPECTOS ÉTICOS

Los investigadores del presente proyecto en honor a las buenas costumbres no realizamos ningún tipo de plagio, ya que las informaciones de autores son citados, así mismo los resultados obtenidos en la investigación no fueron manipulados, se presentarán tal y cual fueron obtenidos y se respetará las normativas vigentes.

III. RESULTADOS

3.1. Levantamiento topográfico

3.1.1. Generalidades:

El levantamiento topográfico se realizó con estación total en modo estático con procesamiento diferencial; procediendo a la captura de datos registrando y almacenando las magnitudes requeridas para el cálculo de las coordenadas de los puntos levantados. La captura de datos se inició con el posicionamiento de los puntos de control, puntos que van a definir la línea de referencia o línea base que se requiere para orientar la estación total; continúa con la captura de los puntos de interés, finalizando con los puntos de detalle.

3.1.2. Trabajo de campo:

Para iniciar la captura de datos de los puntos del terreno, se empieza por hacer estación y nivelar la estación total sobre uno de los puntos de control posicionado previamente con el GPS, se ingresan las coordenadas de este punto y se dirige una visual al otro punto de control y se ingresan las coordenadas del segundo punto de control o el azimuth de esta línea base; este procedimiento orienta la estación, y define la línea base o línea de referencia que no es otra cosa que una línea de la cual se conoce las coordenadas rectangulares de sus extremos o la coordenada de uno de ellos y el azimuth de la misma, con esta información el microprocesador estará en capacidad de calcular y presentar en pantalla las coordenadas rectangulares de los puntos donde se ha colocado el prisma y se han registrado mediciones, al desplazar la estación total a otro punto, para completar la captura de datos, se repite el procedimiento de orientación de la estación.

3.1.3. Representación gráfica

- **Dibujo asistido por computadora:**

Las mediciones realizadas en el levantamiento topográfico fueron representadas gráficamente de manera precisa; utilizando sistemas de dibujo asistido por computadora conocidos como CAD, este sistema permitió dibujar los planos topográficos en tiempo real y permitió la observación del mismo en la pantalla del computador permitiendo realizar las modificaciones que sean necesarias. Los datos introducen mediante el teclado o por archivos con las coordenadas de los puntos del terreno que se han levantado. Los aspectos a ser considerados son: selección de la escala, cuadrícula, leyenda, recuadro de identificación etc. El uso de los sistemas CAD presenta varias ventajas entre las que se puede mencionar la velocidad en la elaboración del plano topográfico, eliminación de errores, mayor precisión y la obtención de un producto final más consistente y acabado; el almacenamiento en formato digital permite obtener tantas copias como se desee de manera rápida y en el momento requerido, otra ventaja es que estos formatos se pueden transmitir de forma electrónica de un usuario a otro a través de la red. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 01 – LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO

3.1.4. Coordenadas UTM de los BM

Tabla 1. *Coordenadas, altitud y descripción*

COORDENADAS DE BM			
	ESTE	NORTE	COTA
BM- 01	225960.264	9026390.101	3 192.761
BM - 02	225987.481	9026363.109	3 195.050
SISTEMA DE COORDENADAS			
DESCRIPCIÓN: UTM WGS84, UTM ZONA 18 SUR			
PROYECCIÓN : UTM			
DATUM : WGS – 84			
ALTIMETRÍA			
CURVAS DE NIVELES MAESTRAS: Cada 5 m verticales			
CUVAS DE NIVELES MENORES : Cada 1 m verticales			

Fuente: elaboración propia

En la tabla se muestra las coordenadas UTM. de los dos BM. utilizados como referencia para el levantamiento topográfico de la zona en estudio.

3.1.5. Coordenadas, altitud y descripción

Tabla 2. *Coordenadas, altitud y descripción*

N°	ESTE	NORTE	ALTITUD	DESCRIPCIÓN
1	225989.00	9026374.00	3190.00	E1
2	225960.49	9026389.84	3192.76	BM1
3	226010.14	9026337.86	3186.39	BC
4	226007.48	9026336.33	3186.38	BC
5	226002.38	9026344.24	3187.15	BC
6	226004.58	9026345.94	3187.22	BC
7	225999.58	9026353.96	3187.91	BC
8	225997.15	9026352.85	3187.86	BC
9	225992.43	9026360.89	3188.55	BC
10	225995.21	9026362.43	3188.68	BC
11	225991.06	9026370.26	3189.54	BC
12	225987.99	9026368.32	3189.20	BC
13	225982.17	9026373.34	3190.05	BC
14	225984.24	9026376.97	3190.37	BC
15	225979.15	9026379.39	3190.84	BC
16	225977.78	9026374.83	3190.64	BC
17	225970.59	9026383.59	3191.96	BC
18	225968.84	9026378.76	3192.17	BC
19	225966.72	9026385.96	3192.40	BC
20	225963.85	9026381.67	3192.56	BC
21	225957.27	9026385.39	3192.72	ALCANT
22	225960.21	9026389.54	3192.85	ALCANT
23	225952.81	9026393.80	3193.31	ALCANT
24	225951.20	9026390.81	3193.15	ALCANT
25	225942.49	9026395.54	3193.70	ALCANT
26	225943.58	9026398.07	3193.82	ALCANT
27	225934.72	9026402.00	3194.68	ALCANT
28	225933.67	9026399.64	3194.57	ALCANT
29	225959.52	9026381.41	3192.74	BC
30	225961.35	9026377.33	3192.83	BC
31	225963.22	9026373.90	3192.98	BC
32	225965.76	9026373.87	3192.90	BC
33	225969.55	9026373.57	3192.52	BC
34	225971.27	9026369.03	3193.53	BC
35	225968.51	9026367.29	3193.59	BC
36	225977.55	9026358.60	3194.31	BC

37	225979.66	9026360.14	3194.52	BC
38	225984.65	9026346.18	3194.96	BC
39	225982.21	9026345.50	3194.86	BC
40	225984.73	9026316.17	3196.63	BC
41	225987.32	9026316.59	3196.67	BC
42	225985.12	9026376.75	3190.29	TN
43	225988.01	9026376.14	3190.02	TN
44	225991.53	9026372.05	3189.63	TN
45	225992.79	9026369.50	3189.27	TN
46	225996.61	9026370.52	3186.85	TN
47	225993.85	9026375.46	3187.27	TN
48	225990.84	9026379.03	3187.17	TN
49	225988.01	9026380.58	3187.38	TN
50	225986.00	9026380.25	3187.65	TN
51	225981.49	9026383.31	3187.23	TN
52	225977.00	9026386.65	3186.92	TN
53	225972.35	9026389.81	3186.86	TN
54	225969.59	9026394.01	3185.99	TN
55	225967.65	9026392.07	3188.10	TN
56	225963.69	9026392.80	3188.68	TN
57	225960.84	9026395.65	3189.50	TN
58	225962.63	9026400.85	3185.33	TN
59	225965.38	9026402.91	3182.06	TN
60	225972.00	9026407.34	3177.00	TN
61	225978.20	9026402.17	3177.45	TN
62	225986.23	9026396.19	3177.67	TN
63	225992.41	9026392.19	3178.70	TN
64	225998.44	9026389.08	3178.82	TN
65	226003.31	9026385.19	3180.42	TN
66	226006.23	9026381.01	3182.36	TN
67	226006.70	9026376.30	3183.24	TN

Fuente: elaboración propia.

En la tabla se muestra las coordenadas UTM (ESTE, NORTE) así como altitud y descripción de os puntos tomados en el levantamiento topográfico.

3.1.6. Volumen de corte

Tabla 3. *Volumenes de corte*

Descripción	Largo (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
00+010 – 00+015	5.00	0.584	2.920
00+015 – 00+020	5.00	0.633	3.163
00+020 – 00+025	5.00	0.711	3.555
00+025 – 00+030	5.00	1.943	9.715

Fuente: elaboración propia.

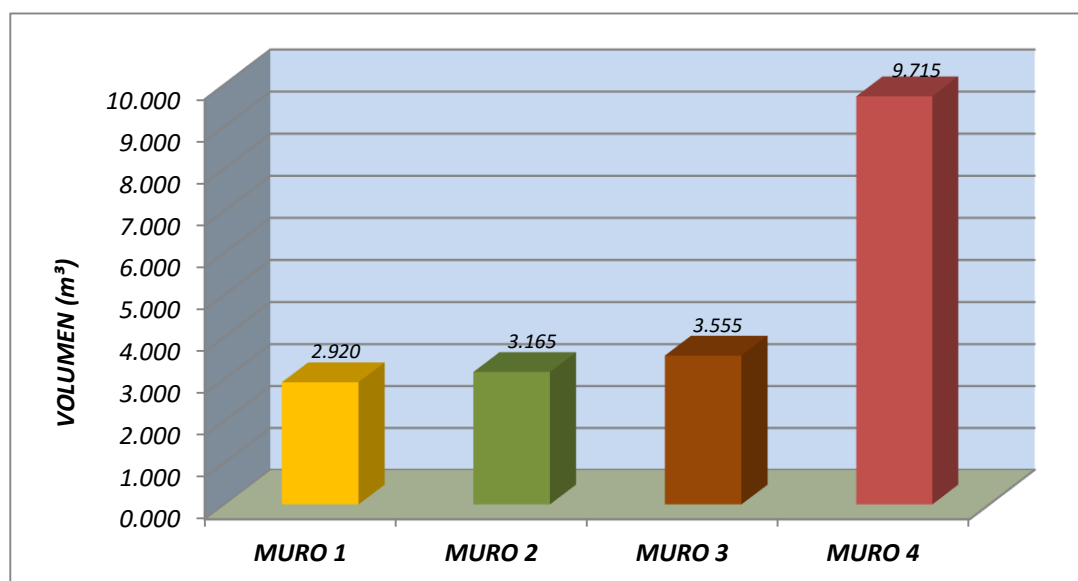


Figura 1. Volúmenes de corte de los cuatro muros

El volumen de corte de los muros va en aumento desde el inicio del primer muro hasta el último muro (00+010 – 00+015 a 00+025-00+030), pues la pendiente de la calzada va aumentando y la altura del muro también por lo que se realiza más corte. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 02 – PLANOS DE SECCIONES TRANSVERSALES, CORTE.

3.1.7. Volumen de relleno

Tabla 4. *Volumenes de relleno*

Descripción	Largo (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
00+010 – 00+015	5.00	0.825	4.125
00+015 – 00+020	5.00	1.233	6.165
00+020 – 00+025	5.00	1.653	8.263
00+025 – 00+030	5.00	0.931	4.655

Fuente: elaboración propia.

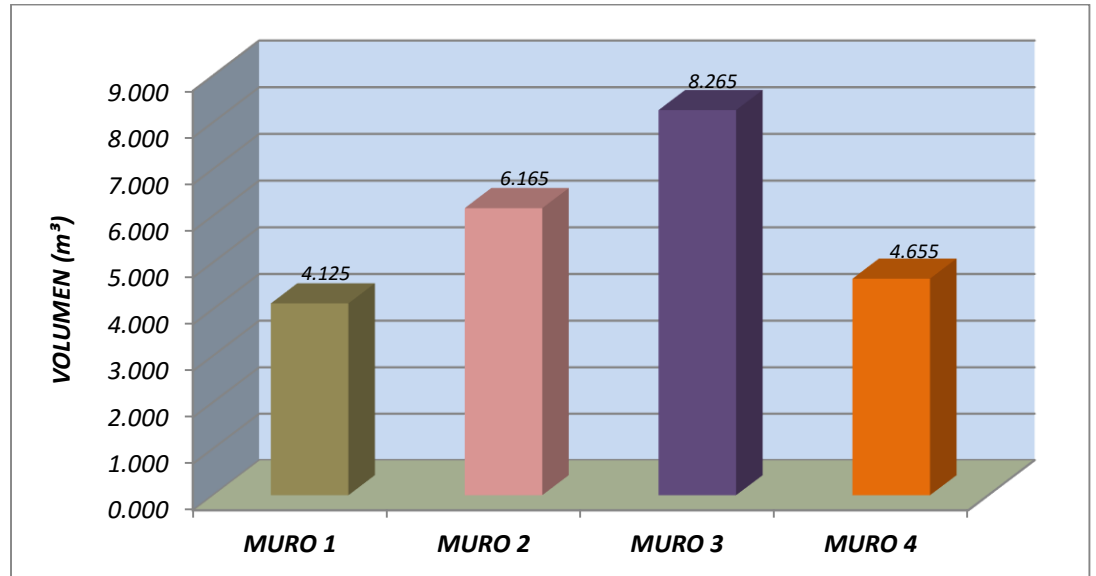


Figura 2. Volúmenes de relleno de los cuatro muros

Los volúmenes de relleno aumentan a medida que aumenta la pendiente de la calzada desde el inicio del primer muro hasta el tercer muro (00+010 – 00+015 hasta 00+020 – 00+025); pero disminuye en el último muro (00+025 – 00+030), esto debido a que la topografía obliga a que el muro siga la continuidad en una pendiente pronunciada. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 03 – PLANOS DE SECCIONES TRANSVERSALES, RELLENO.

3.2. Exploración del sub suelo y muestra

3.2.1. Generalidades

Para el diseño correcto de estructuras en ingeniería civil necesariamente se necesitó conocer las características del suelo en la zona a ser construida la estructura. Deberán ser considerados o incluidos en la información los siguientes aspectos:

- Extensión del área de estudio, profundidad y espesor de cada estrato identificado a una profundidad que depende del tamaño y naturaleza del estudio, incluyendo el grado de densidad del suelo si fuera granular y su grado de rigidez si fuera cohesivo.

- Profundidad de la parte superior de la roca
- Ubicación de agua de sub suelo y la presencia y magnitud de presiones artesianas.
- Propiedades del suelo tales como permeabilidad, compresibilidad y esfuerzo de corte.

3.2.2. Planificación y programa de exploración

Motivos para la exploración y secuencia de ejecución

Su principal propósito fue poder proveer un conocimiento de las condiciones del suelo donde se realizó la estructura. Esta exploración da la información requerida para poder desarrollar un proyecto económico y seguro, además de indicar las condiciones del suelo que se encontrará en el momento de la construcción en el lugar de la obra.

3.2.3. Investigación de reconocimiento

Propósito: Las investigaciones de reconocimiento dan información para estudios de prefactibilidad y para planificar las exploraciones para el diseño preliminar.

Investigación: Cualquier investigación empieza a partir de conocimientos anteriores, los cuales generalmente se tienen a disposición.

Estudio de suelos: Estos estudios de suelos que consisten en un mapeo de los suelos superficiales y casi superficiales en áreas grandes de terrenos, estas informaciones son hechas en forma de mapas que dan una descripción del área tratada, fisiografía, relieve, patrones de drenaje, clima, vegetación, así como los depósitos de suelo del área cubierta por el documento.

Reconocimiento de campo: Luego de revisar la información disponible y antes de las perforaciones de exploración, el lugar de la obra deberá ser visitado e inspeccionado para poder encontrar la mayor cantidad de información en la parte superficial de la zona antes de proceder a las perforaciones, entre los puntos a considerar tenemos: accesibilidad al sitio,

topografía, perfil del suelo, litología del lecho rocoso y estructura del mismo, drenaje superficial y subterráneo.

Exploraciones y reconocimiento: En esta etapa se da la información para la preparación de un estimado rápido del costo del levantamiento de la zona. Las perforaciones que se realicen, de pequeño diámetro (7 cm a 10 cm), los cuales se ubicarán para desarrollar perfiles geológicos o en la ubicación de estructuras importantes.

3.2.4. Exploraciones para diseño preliminar

a) Finalidad y alcance

El objetivo de estas exploraciones fue obtener información suficiente del su suelo para poder seleccionar los tipos, ubicaciones y dimensiones principales de la estructura que conforman el proyecto. Se deberá informar al detalle la profundidad, el espesor y el área de los estratos de suelos más representativos y de las rocas que afectarían la construcción. En los lugares donde se necesiten materiales de construcción consistentes en tierra o rocas, deberá investigarse las canteras para establecer la cantidad y calidad de los mismos. Las muestras de la zona de cimentación, tanto disturbada como no disturbada y también del material de préstamo, las que serán probadas en laboratorio para tener un conocimiento básico de los materiales.

b) Profundidad de las exploraciones:

En todos los proyectos, las perforaciones deberán llegar como mínimo hasta el nivel de mostrar la naturaleza de los materiales que serán afectadas significativamente por las cargas de la estructura y los cuales debido a asentamientos o fallas de corte podrán afectar la integridad de la estructura. Para el caso de muros de contención se recomienda perforar en zonas de ubicación de cargas a una profundidad de 2.00 m

c) Muestreo o pruebas:

En su mayor parte las muestras que se toman son representativas pero disturbadas o alteradas. Esto permite la identificación visual y la clasificación de los materiales encontrados, así como su identificación en términos de tamaño de las partículas, contenido de agua y pruebas para límites de Atterberg.

d) Informe de los resultados:

Los resultados de las exploraciones y las pruebas de laboratorio son generalmente presentados en forma de informes geológicos y de mecánica de suelos.

3.2.5. Método de exploración

Método de perforación:

Son huecos horizontales, verticales o inclinados efectuados en el suelo con el principal objetivo de obtener muestras de suelo o roca para determinar la estratigrafía y las propiedades de estos materiales, también para determinar las propiedades del suelo in-situ como permeabilidad, esfuerzo de corte y la determinación de la porosidad. Se persiguen dos fines al hacer las perforaciones:

- Llegar con las perforaciones hasta niveles donde pueda sacarse las muestras.
- Sacar muestras de suelos y rocas.

3.2.6. Muestreo

Muestras alteradas o disturbadas: Son los que tienen todos los componentes del material in situ en las proporciones reales, pero que han sido lo suficientemente alteradas en su estructura de manera que los resultados de las pruebas de laboratorio para determinar algunas propiedades de ingeniería como compresibilidad, esfuerzo de corte y permeabilidad. Estas muestras alteradas generalmente se utilizan para pruebas de identificación, tales como clasificación visual, contenido de

agua, tamaño de las partículas, pruebas para límites de Atterberg, gravedad específica y pruebas de compactación.

Muestras no alteradas: Estas muestras no son exactamente “no alteradas” porque estas no existen en la práctica, siempre se produce algún grado de alteración al ser tomadas, pero son muestras tomadas con muestreadores y técnicas de muestreo, de tal manera que se preserve tan cerca como sea posible la estructura natural del material. Estas muestras son especialmente adecuadas para corte, consolidación y pruebas de permeabilidad para suelos de cimentación.

3.2.7. Cálculo y análisis de capacidad admisible de carga

- **Teoría de Terzaghi**

Esta teoría cubre el caso más general de suelos con cohesión y fricción, es la teoría más usada para el cálculo de la capacidad de carga en cimientos pocos profundos. Se aplica a cimentaciones en las que el ancho B es mayor o igual a la profundidad de desplante D_f . De la parte superior se desprecia la resistencia al esfuerzo cortante, haciendo la equivalencia del suelo, arriba del nivel de desplante, como una sobrecarga q .

- **Determinación de la capacidad admisible de carga**

Con los datos obtenidos en el ensayo de corte directo como es ángulo de fricción interna y cohesión, aplicando la teoría de Karl Terzaghi y con los datos obtenidos tenemos:

Tabla 5. *Estudio de suelo*

Descripción	Simbología	Resultado
Capacidad de fricción interna	ϕ	30.00°
Cohesión	C	1.05 kN/m ²
Peso específico	γ	19.12 kN/m ³
Factor de capacidad de carga	N_q	22.456
Factor de capacidad de carga	N_c	37.162
Factor de capacidad de carga	N_γ	27.084
Presión del terreno admisible	q_a	2.34 kg/cm ²

Fuente: D&D S.A.C LABORATORIO DE ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Son resultados del estudio de mecánica de suelo al realizarse una calicata, el ángulo de fricción interna hallado nos indica que su ángulo de reposo o máximo ángulo posible para la pendiente es de 30°, el peso específico del suelo cuyo valor influirá en el empuje del terreno y estabilidad del muro, el valor obtenido tiene mayor incidencia en la estabilidad del muro que el empuje del terreno, con respecto al asentamiento del suelo, el valor de la presión admisible del suelo es muy firme y soporta sin dificultad el peso del muro. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 04 – ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

3.3. Estudio de ampliación de calzada

Tabla 6. *Ancho de calzada*

Ancho de calzada actual	Ancho de calzada mínimo	Ancho de calzada propuesto (óptimo)
3.80 m	4.00 m	6.00 m

Fuente: Elaboración propia

El ancho actual de la calzada de 3.80 m, que no cumple con la norma, ya que tienen que tener un mínimo de 4.00 m que le corresponde para un IMDa menor a 200 Veh./día, que para nuestro caso el IMDa fue de 50 Veh./día correspondiéndole el ancho mínimo de calzada, pudiéndose realizar una ampliación que en nuestro caso resultó 6.00 m en los puntos más críticos, con lo cual se logrará una mejora en el transporte de pasajeros y carga, previniéndose los riesgos de accidente como

también reduciéndose los tiempos y costos de viaje. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 05 – AMPLIACIÓN DE CALZADA y ANEXO N° 06 ESTUDIO DE TRÁFICO VEHICULAR.

3.4. Diseño del muro de contención

Se realizará el diseño de muro de contención de concreto ciclópeo:

a) Diseño de muro de contención ciclópeo $H_t = 2.15 \text{ m}$

Desde 00+010 hasta 00+015

❖ Dimensiones del muro de contención

Tabla 7. *Dimensiones del muro de contención*

Parte	Dimensión
Altura	2.15 m
Base (zapata)	1.60 m
Corona	0.30 m
Espesor de la zapata	0.45 m
Puntera	0.20 m
Talón	0.20 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.17 m

Fuente: elaboración propia.

Se dieron dimensiones tentativas y luego se optimizaron valores, los cuales fueron corroborados para el cumplimiento de diseño y estabilidad del muro con cálculos matemáticos. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 07 – DIMENSIONAMIENTO.

❖ **Empuje del relleno y la sobrecarga**

Tabla 8. *Fuerza horizontal y sobre carga*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_a)	1.226	0.647	0.794
Sobrecarga ($H_{s/c}$)	0.660	0.971	0.641
Total	1.886		1.435

Fuente: elaboración propia

Según observamos en la tabla la fuerza de empuje horizontal, del relleno, tiene más incidencia que la sobrecarga con respecto a la carga y en la realización de momentos. Para mayor información ver el ANEXO N° 08 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA.

❖ **Peso del muro de contención, suelo y momento**

Tabla 9. *Peso y momento del muro*

Sección	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.332	0.313	0.104
2	1.173	0.520	0.610
3	1.427	0.913	1.303
4	1.210	1.157	1.399
5	0.663	1.500	0.994
6	1.656	0.800	1.325
Total	6.461		5.736

Fuente: elaboración propia.

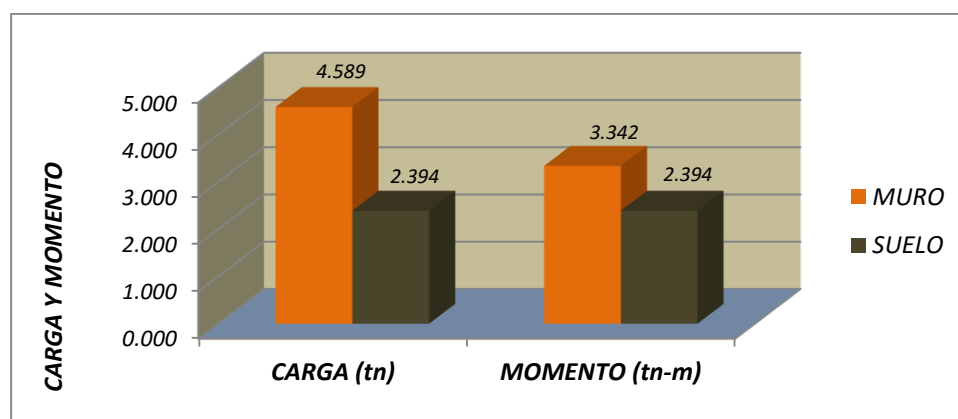


Figura 3. Carga y momento del muro de contención

En la figura observamos que tanto el peso y el momento realizado por el muro de contención tiene mayor incidencia que el relleno del suelo ubicado sobre el talón del muro de contención, que también ejerce un peso y momento para la estabilidad. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 09 - PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN.

❖ **Factor de seguridad contra el volcamiento ($FSV > 2.00$)**

$$FSV = 3.998$$

Este valor nos dió la información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra la volcadura, en éste caso cumple con dicha estabilidad, pues cumplió con el requisito, que es mayor a 2.0, para que no volteee. Para mayor información ver el ANEXO N° 10 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO.

❖ **Factor de seguridad contra el deslizamiento ($FSD > 1.50$)**

$$FSD = 1.780$$

Esta valor nos dió información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra el deslizamiento, en éste caso no se desliza, pues cumple con el requisito, que es mayor a 1.5. Para mayor información ver el ANEXO N° 11 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

❖ **Ubicación de la resultante en la base y excentricidad**

La ubicación de la resultante partiendo de la parte extrema del talón fue de 0.666 m, que cae dentro del tercio central que es 0.533 m, y la excentricidad de la resultante fué 0.134 m que es menor a la sexta parte de la base con un valor de 0.267 m, el cual evita el hundimiento de la puntera. Para mayor información ver el ANEXO N° 12 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD.

❖ **Reacción del suelo contra la base ($q_a = 2.34 \text{ kg/cm}^2$)**

$$q_{MÁX} = 0.607 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo y mínimo hallado fue de 0.607 kg/cm^2 y 0.200 kg/cm^2 respectivamente, siendo menor que el máximo permisible que fue de 2.34

kg/cm²; por lo tanto resiste el suelo al muro. Para mayor información ver el ANEXO N° 13 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE.

b) Diseño de muro de contención ciclópeo $H_t = 3.00$ m

Desde 00+015 hasta 00+020

❖ **Dimensiones del muro de contención**

Tabla 10. *Dimensiones del muro de contención*

Parte	Dimensión
Altura	3.00 m
Base (zapata)	2.10 m
Corona	0.30 m
Espesor de zapata	0.50 m
Puntera	0.25 m
Talón	0.25 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.25 m

Fuente: elaboración propia.

Se dieron dimensiones tentativas y luego se optimizaron valores, los cuales fueron corroborados para el cumplimiento de diseño y estabilidad del muro con cálculos matemáticos. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 14 - DIMENSIONAMIENTO.

❖ **Empuje del relleno y la sobrecarga**

Tabla 11. *Fuerza horizontal y sobre carga*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_a)	2.414	0.909	2.194
Sobrecarga ($H_{s/c}$)	0.927	1.363	1.263
Total	3.341		3.457

Fuente: elaboración propia

Según observamos en la tabla la fuerza de empuje horizontal, del relleno, tiene más incidencia que la sobrecarga con respecto a la carga y en la

realización de momentos. Para mayor información ver el ANEXO N° 15 - EMPUJE RELLENO Y SOBRECARGA.

❖ **Empuje del relleno en la puntera**

Tabla 12. *Fuerza horizontal pasiva*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_p)	0.318	0.110	0.035

Fuente: elaboración propia

Es el empuje realizado al muro de contención, en la parte de la puntera, haciendo un relleno de 0.33 m, esta fuerza contribuye a oponerse el deslizamiento. Para mayor información ver el ANEXO N° 16 – EMPUJE PASIVO.

❖ **Peso del muro de contención, suelo y momento**

Tabla 13. *Peso y momento del muro*

Elemento	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.719	0.417	0.299
2	1.725	0.650	1.121
3	3.019	1.150	3.472
4	2.559	1.500	3.838
5	1.219	1.975	2.407
6	2.415	1.050	2.536
	11.655		13.673

Fuente: elaboración propia.

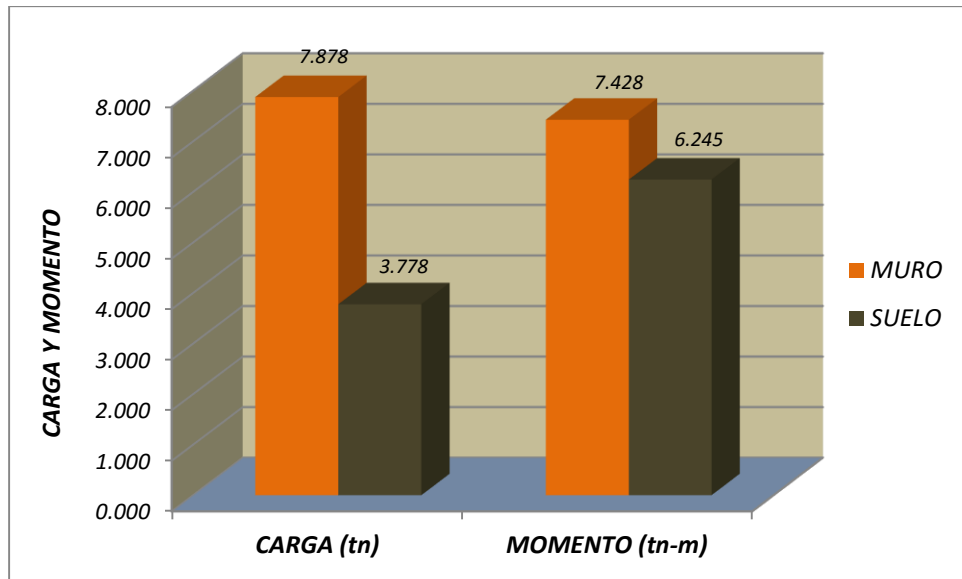


Figura 4. Carga y momento del muro de contención

En la figura observamos que tanto el peso y el momento realizado por el muro de contención tiene mayor incidencia que el relleno del suelo ubicado sobre el talón del muro de contención, que también ejerce un peso y momento para la estabilidad. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 17 – PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN.

❖ **Factor de seguridad contra el volcamiento ($FSV > 2.00$)**

$$FSV = 3.966$$

Este valor nos dió la información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra la volcadura, en éste caso cumple con dicha estabilidad, pues cumplió con el requisito, que es mayor a 2.0, para que no voltee. Para mayor información ver el ANEXO N° 18 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO.

❖ **Factor de seguridad contra el deslizamiento ($FSD > 1.50$)**

$$FSD = 1.908$$

Esta valor nos dió información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra el deslizamiento, en éste caso no se desliza, pues cumple con el requisito, que es mayor a 1.5. Para mayor información ver el ANEXO N° 19 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

❖ **Ubicación de la resultante en la base y excentricidad**

La ubicación de la resultante partiendo de la parte extrema del talón fue de 0.880 m, que cae dentro del tercio central que es 0.700 m, y la excentricidad de la resultante fué 0.170 m que es menor a la sexta parte de la base con un valor de 0.350 m, el cual evita el hundimiento de la puntera. Para mayor información ver el ANEXO N° 20 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD.

❖ **Reacción del suelo contra la base ($q_a > 2.34 \text{ kg/cm}^2$)**

$$q_{M\acute{A}X} = 0.825 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo y mínimo hallado fue de 0.825 kg/cm^2 y 0.285 kg/cm^2 respectivamente, siendo menor que el máximo permisible que fue de 2.34 kg/cm^2 ; por lo tanto resiste el suelo al muro. Para mayor información ver el ANEXO N° 21 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE.

c) **Diseño de muro de contención ciclópeo $H_t = 3.50 \text{ m}$**

Desde 00+020 hasta 00+025

❖ **Dimensiones del muro de contención**

Tabla 14. Dimensiones del muro de contención

Parte	Dimensión
Altura	3.50 m
Base (zapata)	2.40 m
Corona	0.30 m
Espesor de la zapata	0.60 m
Puntera	0.30 m
Talón	0.30 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.29 m

Fuente: elaboración propia.

Se dieron dimensiones tentativas y luego se optimizaron valores, los cuales fueron corroborados para el cumplimiento de diseño y estabilidad del muro

con cálculos matemáticos. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 22 - DIMENSIONES DE PRUEBA.

❖ **Empuje del relleno y la sobrecarga**

Tabla 15. *Fuerza horizontal y sobre carga*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_a)	3.341	1.069	3.571
Sobrecarga ($H_{s/c}$)	1.090	1.603	1.748
Total	4.431		5.319

Fuente: elaboración propia

Según observamos en la tabla la fuerza de empuje horizontal, del relleno, tiene más incidencia que la sobrecarga con respecto a la carga y en la realización de momentos. Para mayor información ver el ANEXO N° 23 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA.

❖ **Empuje del relleno en la puntera**

Tabla 16. *Fuerza horizontal pasiva*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_p)	0.111	0.065	0.007

Fuente: elaboración propia

Es el empuje realizado al muro de contención, en la parte de la puntera, haciendo un relleno de 0.20 m, esta fuerza contribuye a oponerse al deslizamiento. Para mayor información ver el ANEXO N° 24 – EMPUJE PASIVO.

❖ **Peso del muro de contención, suelo y momento**

Tabla 17. *Peso y momento del muro*

Sección	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.967	0.493	0.477
2	2.001	0.740	1.481
3	4.035	1.293	5.219
4	3.421	1.697	5.804
5	1.696	2.250	3.817
6	3.312	1.200	3.974
Total	15.432		20.772

Fuente: elaboración propia.

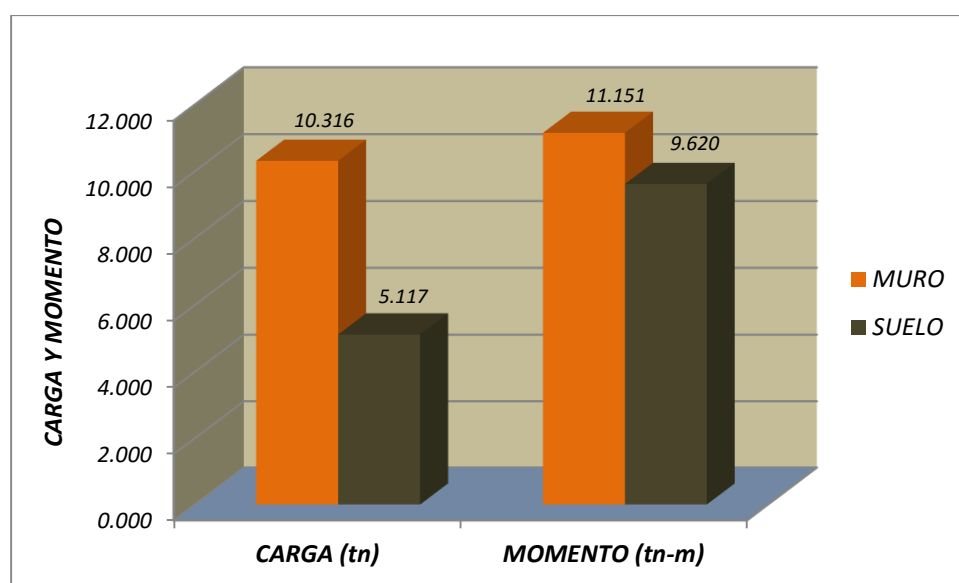


Figura 5. Carga y momento del muro de contención

En la figura observamos que tanto el peso y el momento realizado por el muro de contención tiene mayor incidencia que el relleno del suelo ubicado sobre el talón del muro de contención, que también ejerce un peso y momento para la estabilidad. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 25 PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN.

❖ **Factor de seguridad contra el volcamiento ($FSV > 2.00$)**

$$FSV = 3.907$$

Este valor nos dió la información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra la volcadura, en éste caso cumple con dicha estabilidad, pues cumplió con el requisito, que es mayor a 2.0, para que no volteee. Para mayor información ver el ANEXO N° 26 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO.

❖ **Factor de seguridad contra el deslizamiento ($FSD > 1.50$)**

$$FSD = 1.835$$

Esta valor nos dió información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra el deslizamiento, en éste caso no se desliza, pues cumple con el requisito, que es mayor a 1.5. Para mayor información ver el ANEXO N° 27 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

❖ **Ubicación de la resultante en la base y excentricidad**

La ubicación de la resultante partiendo de la parte extrema del talón fue de 1.002 m, que cae dentro del tercio central que es 0.800 m, y la excentricidad de la resultante fué 0.198 m que es menor a la sexta parte de la base con un valor de 0.400 m, el cual evita el hundimiento de la puntera. Para mayor información ver el ANEXO N° 28 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD.

❖ **Reacción del suelo contra la base ($q_a > 2.34 \text{ kg/cm}^2$)**

$$q_{MÁX} = 0.962 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo y mínimo hallado fue de 0.962 kg/cm^2 y 0.324 kg/cm^2 respectivamente, siendo menor que el máximo permisible que fue de 2.34 kg/cm^2 ; por lo tanto resiste el suelo al muro. Para mayor información ver el ANEXO N° 29 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE.

d) Diseño de muro de contención ciclópeo $H_t = 3.50 \text{ m}$

Desde 00+025 hasta 00+030

❖ Dimensiones del muro de contención

Tabla 18. *Dimensiones del muro de contención*

Parte	Dimensión
Altura	3.50 m
Base (zapata)	2.00 m
Corona	0.30 m
Espesor de la zapata	0.60 m
Puntera	0.30 m
Talón	0.30 m
Intadós (Proy. Ortogonal)	0.29 m

Fuente: elaboración propia.

Se dieron dimensiones tentativas y luego se optimizaron valores, los cuales fueron corroborados para el cumplimiento de diseño y estabilidad del muro con cálculos matemáticos. Para mayor detalle observar el ANEXO N° 30 - DIMENSIONES DE PRUEBA.

❖ Empuje del relleno y la sobrecarga

Tabla 19. *Fuerza horizontal y sobre carga*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_a)	3.424	1.082	3.705
Sobrecarga ($H_{s/c}$)	1.103	1.623	1.791
Total	4.527		5.496

Fuente: elaboración propia

Según observamos en la tabla la fuerza de empuje horizontal, del relleno, tiene más incidencia que la sobrecarga con respecto a la carga y en la realización de momentos. Para mayor información ver el ANEXO N° 31 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA.

❖ **Empuje del relleno en la puntera**

Tabla 20. *Fuerza horizontal pasiva*

Tipo	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Fuerza horizontal (H_p)	3.539	0.367	1.298

Fuente: elaboración propia

Es el empuje realizado al muro de contención, en la parte de la puntera, haciendo un relleno de 1.10 m, esta fuerza contribuye a oponerse el deslizamiento. Para mayor informacion ver el ANEXO N° 32 – EMPUJE PASIVO.

❖ **Peso del muro de contención, suelo y momento**

Tabla 21. *Peso y momento del muro*

Sección	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.967	0.493	0.477
2	2.001	0.740	1.481
3	2.701	1.160	3.134
4	2.290	1.430	3.275
5	1.696	1.850	3.138
6	2.760	1.000	2.760
Total	12.416		14.264

Fuente: elaboración propia.

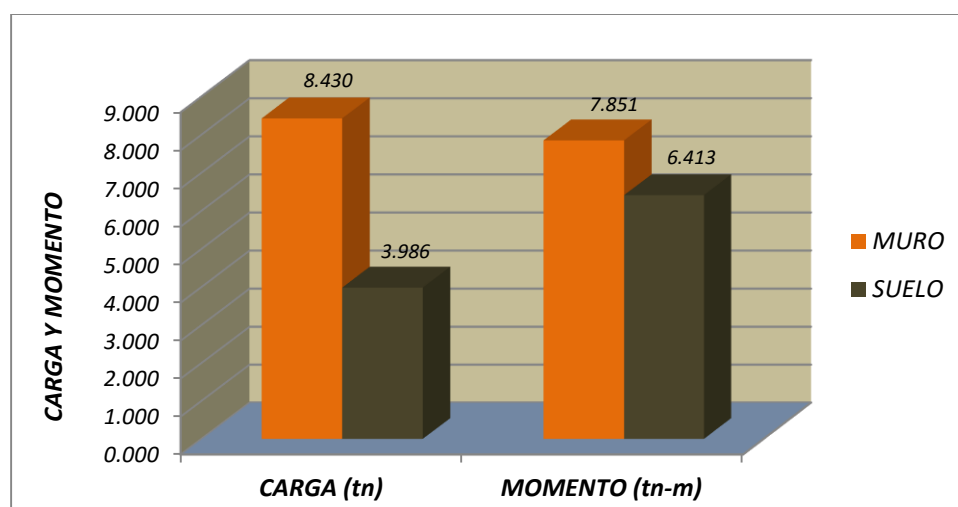


Figura 6. Carga y momento del muro de contención

En la figura observamos que tanto el peso y el momento realizado por el muro de contención tiene mayor incidencia que el relleno del suelo ubicado sobre el talón del muro de contención, que también ejerce un peso y momento para la estabilidad. Para mayor detalle ver el ANEXO N° 33 PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN.

❖ **Factor de seguridad contra el volcamiento ($FSV > 2.00$)**

$$FSV = 2.832$$

Este valor nos dió la información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra la volcadura, en éste caso cumple con dicha estabilidad, pues cumplió con el requisito, que es mayor a 2.0, para que no volteee. Para mayor información ver el ANEXO N° 34 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO.

❖ **Factor de seguridad contra el deslizamiento ($FSD > 1.50$)**

$$FSD = 2.207$$

Esta valor nos dió información sobre el muro de contención con respecto a su estabilidad contra el deslizamiento, en éste caso no se desliza, pues cumple con el requisito, que es mayor a 1.5. Para mayor información ver el ANEXO N° 35 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO.

❖ **Ubicación de la resultante en la base y excentricidad**

La ubicación de la resultante partiendo de la parte extrema del talón fue de 0.811 m, que cae dentro del tercio central que es 0.667 m, y la excentricidad de la resultante fué 0.189 m que es menor a la sexta parte de la base con un valor de 0.333 m, el cual evita el hundimiento de la puntera. Para mayor información ver el ANEXO N° 36 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD.

❖ **Reacción del suelo contra la base ($q_a > 2.34 \text{ kg/cm}^2$)**

$$q_{MÁX} = 0.973 \text{ kg/cm}^2$$

El esfuerzo máximo y mínimo hallado fue de 0.973 kg/cm^2 y 0.268 kg/cm^2 respectivamente, siendo menor que el máximo permisible que fue de 2.34

kg/cm²; por lo tanto resiste el suelo al muro. Para mayor información ver el ANEXO N° 37 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE.

3.5. Análisis de costo y presupuesto de muro de contención

Tabla 22. Presupuesto de obra

S10						Página	1
Presupuesto							
Presupuesto	0401001	"DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"					
Subpresupuesto	001	"DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"					
Cliente	UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO				Costo al	15/12/2018	
Lugar	ANCASH - HUARAZ - HUARAZ						
Item	Descripción			Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES						3,059.88
0101	ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANIA			glb	100	1,500.00	1,500.00
0102	CARTEL DE OBRA 3.60x7.20			und	100	1,559.88	1,559.88
02	TRABAJOS PRELIMINARES						58.32
02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL			m2	40.50	144	58.32
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS						2,331.96
03.01	CORTE DE TERRENO MANUAL			m3	44.87	9.62	431.65
03.02	NIVELACION Y COMPACTACION DE SUB RASANTE CON EQUIPO			m2	40.50	9.06	366.93
03.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MAT. PROPIOCON EQUIPO			m3	43.29	35.12	1,520.34
03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 15.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)			m3	158	8.25	13.04
04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO						4,488.78
04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO			m2	14196	3162	4,488.78
05	CONCRETO SIMPLE						21,190.91
05.01	CONCRETO EN MURO f'c=140 kg/cm2			m3	67.85	312.32	21,190.91
06	FLETE TERRESTRE						9,400.00
06.01	FLETE TERRESTRE			glb	100	9,400.00	9,400.00
Costo Directo							40,529.85
Gastos Generales 0.0000%							
UTILIDAD (10%)							4,052.99
SUB TOTAL							44,571.99
IGV							8,024.91
TOTAL							52,596.90
SON : CINCUENTIDOS MIL QUINIENTOS NOVENTA Y SEIS Y 90/100 SOLES							

El presupuesto se elaboró teniendo en cuenta los precios unitarios, se tomaron en consideración precio de materiales, equipo y maquinaria como también los rendimientos que se maneja en la localidad. Se tomaron en consideración gastos

generales, utilidad e IGV, llegándose a un monto total de S/ 52 596.90 Para mayor información ver el ANEXO N° 38 – ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO.

IV. DISCUSIÓN

A continuación se procedió a realizar la discusión de los resultados obtenidos en esta investigación con la teoría relacionada al tema y los antecedentes presentados.

La realización del muro de contención de concreto , tipo gravedad de concreto ciclópeo, se realizó para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360 en lugar de un corte para ampliar la calzada a propiedades privadas, confirmando lo indicado por Rojas (2009), donde plantea la construcción de un muro en voladizo, para atenuar el peligro de deslizamiento de tierras, en lugar de realizar una corrección superficial o una corrección geométrica que no fueron factibles como tampoco las circunstancias de uso, ya que este fue un sector completamente habitado.

La ampliación de la calzada genera una influencia positiva, debido a que hace más fluido y seguro la movilidad de los vehículos, se aumentó la calzada de 3.80 m a 6.00 m de ancho de vía, confirmando de esta manera lo indicado por el MANUAL DE CARRETERAS (2018), donde manifiesta que para un IMDa menor a 200 veh./día sus calzadas deben tener un ancho mínimo de 4.00 m pudiéndose ensanchar según se requiera, además confirmamos que le corresponde un mínimo de ancho de calzada de 4.0 m por tener un IMDa de 50 Veh./día., corroborando lo manifestado por el MANUAL DE CARRETERAS (2018), también lo ratifica Carrasco (2007) donde manifiesta que los muros de contención son una forma eficiente de proteger las condiciones de funcionabilidad en forma segura del transporte.

El diseño de muro de contención de concreto ciclópeo, tipo gravedad, que se eligió en función a la altura de hasta 3.50 m, el cual es aceptable porque cumple los requisitos de estabilidad y es más económico, como sugieren estudios de expertos como McCorman y Brown (2011), de la misma manera confirmado por Carrasco (2007) donde manifiesta que los diseños de muro de contención para un buen funcionamiento dependen en gran medida de los diseños, criterios y experiencias del ingeniero proyectista, también manifiesta que los muros de contención son una forma eficiente de proteger las condiciones de funcionabilidad en forma segura del transporte.

Se diseñó cuatro pequeños muros de contención en lugar de uno grande por ser más fácil su realización y más económico, pues de lo contrario involucraría realizar una mayor profundidad de la zapata que está más próxima a la curva, el cual está de acuerdo con Carrasco (2007), donde manifiesta que es preferible hacer diversos pequeños muros de contención de una altura media que hacer uno de gran altura.

Con respecto a la altura de los muros, el talud de relleno y el peso del muro de contención, consideramos que el propio peso del muro por gravedad hace factible la estabilidad al deslizamiento y volcadura, como lo confirman McCorman y Brown (2011), donde indican que los muros de retención tipo gravedad dependen de su propio peso para la estabilidad contra el deslizamiento y el volteo, estando en desacuerdo parcialmente con lo afirmado por Ballón y Echenique (2017), que manifiestan que el talud de relleno afectan en realidad el valor final; pues en nuestro caso tubo mayor relevancia el peso propio del muro de contención, tipo gravedad.

V. CONCLUSIONES

Se determinó el diseño de un muro de contención tipo gravedad de concreto ciclópeo para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03+360, 2018

1. Los resultados del levantamiento topográfico fueron en función a los volúmenes de corte y relleno para los cuatro muros de contención, siendo el volumen de corte de 44.87 m³, y volumen de relleno de 43.29 m³.
2. Los resultados de estudio de mecánica de suelos para el muro de contención por gravedad, se obtuvo mediante ensayos de laboratorio realizándose las calicatas a una profundidad de 2.00 m, teniendo como resultados: cohesión del suelo de $C = 0.107$ tn/m², peso específico del suelo de $\gamma_s = 1.95$ tn/m³, ángulo de fricción interna de $\phi = 30^\circ$ y capacidad portante admisible de $q_a = 2.34$ kg/cm². Con estos resultados todos los análisis de estabilidad salieron satisfactorios.
3. La calzada fue ampliada de 3.80 m a 6.00 m, en la parte crítica de la vía, haciendo más fluido y seguro el tránsito vehicular en el camino vecinal Pomabamba – Conopa.
4. Se decidió por un diseño de muro de contención tipo gravedad, ya que las medidas de la altura según el levantamiento topográfico dio medidas para un muro de 2.15 m, 3.00 m, 3.50 m y 3.50 m, que se encuentra en el rango de sugerencias para muros de contención tipo gravedad, cumpliendo con los parámetros establecidos por diversos autores, garantizando su funcionabilidad y estabilidad para un buen funcionamiento del muro.
5. El análisis de costo y presupuesto con el programa s10 v 2005 para el muro de contención de gravedad de concreto ciclópeo fue de S/ 52 596.90

VI. RECOMENDACIONES

- En todo proyecto constructivo es de suma importancia la realización de los levantamientos topográficos, en el caso particular que nos compete, el muro de contención tipo gravedad, se utilizarán para determinar la cantidad de tierra que hay que rellenar para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa.
- De igual manera es de suma importancia en la realización de construcciones como el caso de los muros de contención, los cuales ejercerán cargas al suelo de cimentación y empuje al muro, hacer el estudio de mecánica de suelos, ya que así se podrá determinar las dimensiones que esta tendrá sin sobre dimensionar y sub dimensionar dicho muro de contención.
- Con la finalidad de evitar riesgos en los medios de transporte vehicular se recomienda ampliar la calzada de 3.80 m a 6.00 m, además lográndose con esta ampliación mayor fluidez vehicular y seguridad en el transporte.
- Se recomienda la realización de un muro de contención tipo gravedad de concreto ciclópeo, ya que es de fácil construcción y un menor costo de ejecución con respecto al de tipo voladizo.
- A los futuros investigadores, tener en cuenta que para la elaboración de un proyecto de construcción, como en el caso particular de un muro de contención, el cual va requerir materiales de relleno y constructivos, hacer un estudio de la ubicación y accesibilidad de canteras y abastecedores de materiales a necesitar y así determinar el costo de los materiales y el tiempo que pueda demorar el suministro de los mismos.
- Con la finalidad de aumentar la durabilidad y funcionabilidad del muro de contención se recomienda realizar un sistema de drenaje denominados lloraderos que son agujeros de 4 plg como mínimo, evitando así la amplificación del empuje por acumulación de aguas que fluyen en el camino vecinal.

REFERENCIAS

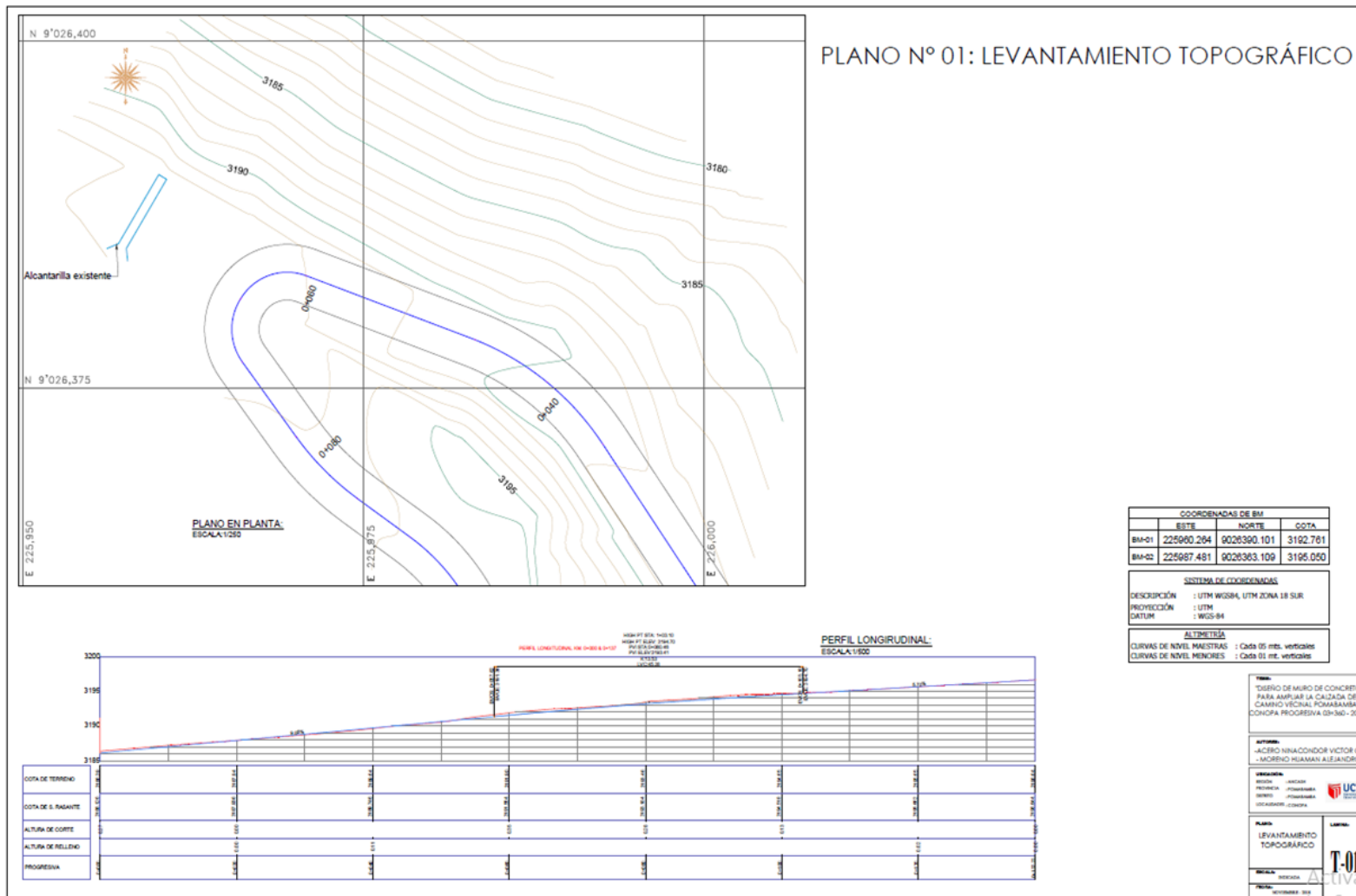
- BALLON, Andrés y ECHENIQUE José. Análisis de estabilidad de muros de contención de acuerdo a las zonas sísmicas del Perú [en línea]. Tesis (Título de Ingeniero Civil) Lima: Universidad Peruana de Ciencias Aplicadas, 2017. 97 pp.[fecha de consulta: 30 abril 2018]
Disponible: <http://creativecommons.org/licenses/by-nc-nd/4.0/>
- BRAJA M. Das. Fundamentos de ingeniería geotécnica. California: Thomson Learning, 2001. 594 pp.
ISBN: 9706860614
- CALAVERA, José. Muros de contención y muros de sótano. 3° ed. Madrid: Infoprint, 2000. 379 pp.
ISBN: 8488764103
- CÁRDENAS Grisales, James. Diseño geométrico de carreteras [en línea]. 2° ed. Colombia: Ecoe, [2016?] [fecha de consulta: 05 de mayo del 2018].
Disponible:<https://www.ecoediciones.com/wp-content/uploads/2015/08/Dise%C3%B1o-geométrico-de-carretera.pdf>.
- CARRASCO Cruz, Jesús. Propuesta de diseño de muros de contención usando factores parciales de seguridad, para detener deslaves en el sureste del país (Veracruz y Tabasco) [en línea]. Tesis (Título de Ingeniero Civil) México: Instituto Politécnico Nacional, 2007. 114 pp.[fecha de consulta: 30 abril 2018]
Disponible: <http://repositorio.ucv.edu.pe/bitstream/handle/UCV/12223/lopez-gc.pdf?sequence=1&isAllowed=y>
- JARA Mori, Gonzalo Andrés. Estudio de la aplicabilidad de materiales compuestos al diseño de estructuras de contención de tierras y su interacción con el terreno, para su empleo en obras de infraestructura viaria [en línea]. Tesis (Doctoral) Madrid: Universidad Politécnica de Madrid, 2008. 426 pp.[fecha de consulta:25 abril 2018]
Disponible en: <https://es.scribd.com/document/63943034/Gonzalo-Andres-Jara-Mori>

- JUAREZ Badillo, Eulalio y RICO Rodríguez, Alfonso. Fundamento de la mecánica de suelos [en línea]. 3° ed. México: Limusa, 2005 [fecha de consulta: 01 de mayo del 2018].
Disponible: <https://veteranos1927.files.wordpress.com/2014/05/mecanica-de-suelos-tomo-1-juarez-badillo.pdf>
ISBN: 9681800699
- Manual de carreteras: diseño geométrico DG – 2018. [en línea]. Ministerio de Transporte y Comunicaciones. 2018. [fecha de consulta: 03 de mayo 2018]
Disponible: http://www.mtc.gob.pe/transportes/caminos/normas_carreteras/documentos/manuales/Manual.de.Carreteras.DG-2018.pdf
- McCORMAC, Jack C. y BROWN, Russell H. Diseño de concreto reforzado. 8° ed. New Jersey: Alfaomega, 2011. 710 pp.
ISBN: 9786077072317
- MORALES Morales, Roberto. Diseño en concreto armado. 3° ed. Lima: Instituto de la Construcción y Gerencia, 2006. 228 pp.
- ORTEGA García, Juan. Cimentaciones, tanques y muros de contención. Lima: WH, 1990. 264 pp.
- ROJAS Martínez, Susana. Diseño de muros de contención sector la Aguada comuna de Corral [en línea]. Tesis (Título de Ingeniero Civil). Valdivia: Universidad Austral de Chile, Facultad de Ciencias de la Ingeniería, 2009. 87 pp. [fecha de consulta: 24 de abril del 2018].
Disponible: <http://cybertesis.uach.cl/tesis/uach/2009/bmfcir7411d/doc/bmfcir7411d.pdf>
- SCIPION Pinella, Eddy. Diseño de carreteras, Normas DG caminos I [en línea]. Lima: [sn], [1999?] [fecha de consulta: 19 de noviembre del 2018].
Disponible: <https://sjnavarro.files.wordpress.com/2011/08/manual-de-diseno-de-carreteras.pdf>

- TORRES Belandria, Rafael Ángel. Análisis y diseño de muros de contención de concreto armado [en línea]. Mérida: [sn], 2008 [fecha de consulta: 02 de mayo del 2018].
Disponible:<http://webdelprofesor.ula.ve/ingenieria/rafaeltorres/publicaciones/Texto%201/Muros%20de%20Contenci%F3n-2008-RT.pdf>
- VALLECILLA B, Carlos Ramiro. Manual de puentes en concreto reforzado. Bogotá: Bauen, 2006. 655 pp.
- VARGAS Tapia, Rubén. Análisis de la influencia de la variabilidad de los parámetros geotécnicos en el diseño geotécnico de muros de contención, utilizando el método Monte Carlo [en línea]. Tesis (título de Ingeniero Civil) Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.2013. 90 pp.[fecha de consulta: 25 abril 2018]
Disponible en: [http:// tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/4995](http://tesis.pucp.edu.pe/repositorio/handle/123456789/4995)

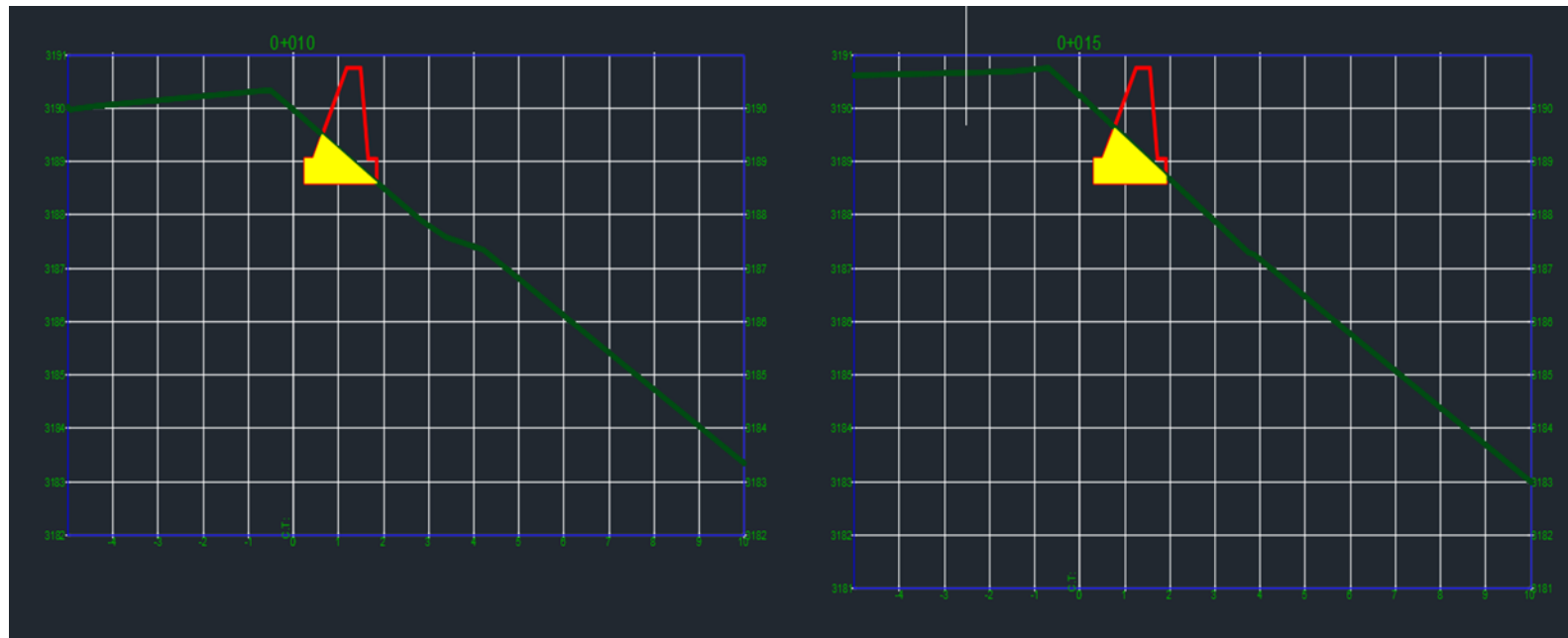
ANEXOS

❖ **ANEXO N° 01 - LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO - PLANO N° 01 LEVANTAMIENTO TOPOGRÁFICO**

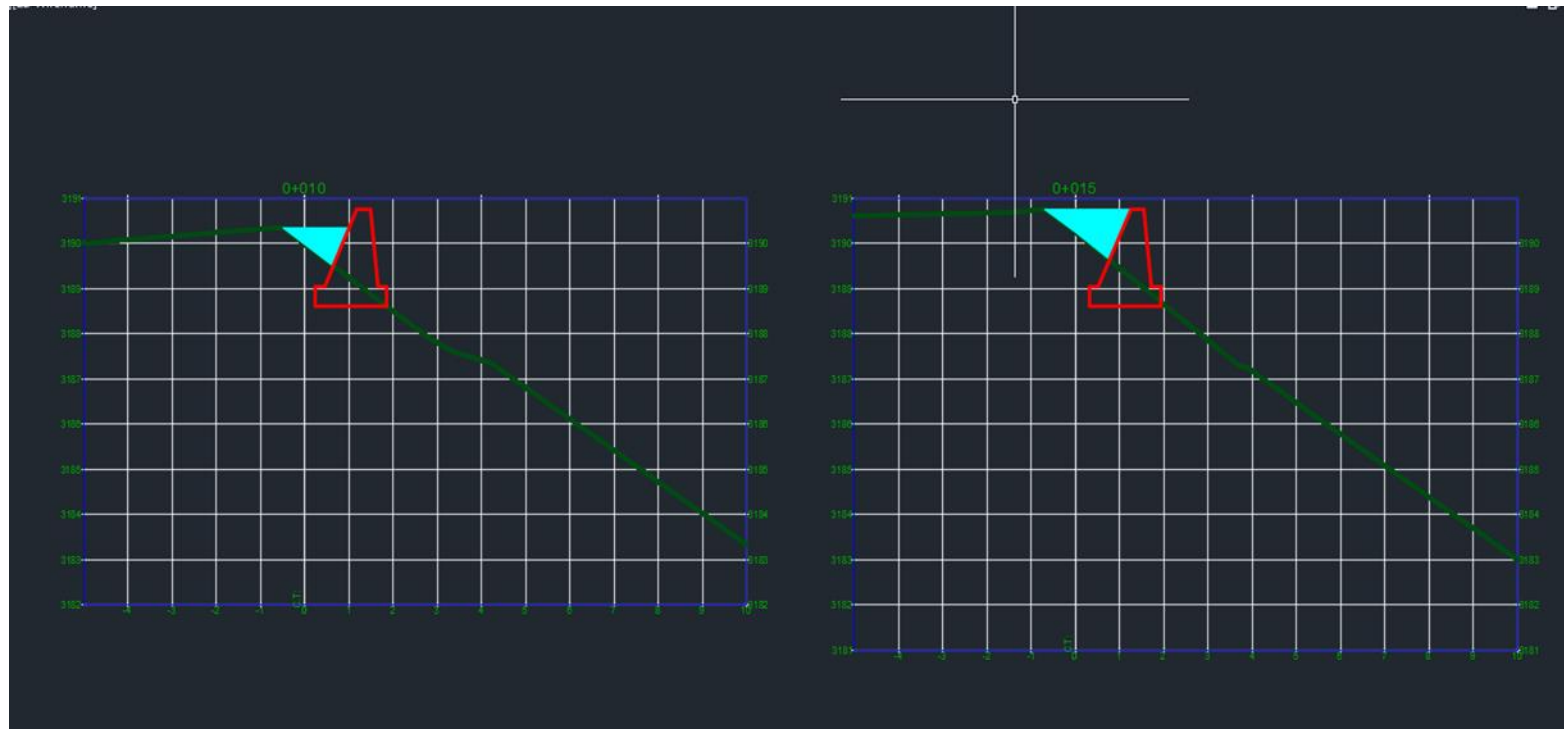


❖ ANEXO N° 02 – PLANOS DE SECCIONES TRANSVERSALES, CORTE

PLANO N° 02 – PLANOS DE CORTE




❖ **ANEXO N° 03 – PLANOS DE SECCIONES TRANSVERSALES, RELLENO**
PLANO N° 03 – PLANOS DE RELLENO



ANEXO N° 04 – ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

Tabla 21. Determinación de capacidad de carga del suelo (teoría de Terzaghi)


D&D S.A.C.
 Mecánica de Suelos - Ensayo de Resistencia de Materiales - Control de Calidad
 Topografía Superficial y Minera - Elaboración de Expedientes Técnicos y Perfiles.
 Abastecimiento de Agregados.
 RUC: 20407759193

DETERMINACIÓN DE CAPACIDAD DE CARGA DEL SUELO
(TEORÍA DE TERZAGHI)

SOLICITA : ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE & MORENO HUAMAN ALEJANDRO
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"
UBICACIÓN : LUGAR: CONOPA, DISTRITO: POMABAMBA, PROVINCIA: POMABAMBA, DEPARTAMENTO: ANCASH
CALICATA : CA - 01, **MUESTRA :** MA - 01.
FECHA : SETIEMBRE DEL 2018, **PROFUNDIDAD(m.) :** 1.50

CLASIFICACION SUCS DE LOS SUELOS:
CA - 01
GM

Observaciones:
Por las características de la clasificación de suelos del proyecto, y el ensayo de compresión no confinada, se tiene los siguientes parámetros para el cálculo de la capacidad de carga del suelo.

Por Teoría de Terzaghi:
Se conoce que para una cimentación cuadrada la capacidad de carga última es:

$$Q_u = 1.3 c N_c + \gamma D_f N_q + 0.4 \gamma B N_y$$

Se ha asumido los siguientes parámetros para el cálculo:


c =	Cohesión de suelo.	0.1071 Tn/m ²
γ =	Peso unitario del suelo.	1.9497 Tn/m ³
D _f =	Profundidad de la cimentación.	1.000 m.
B =	Ancho de la zapata de cimentación.	1.000 m.
N _c , N _q , N _y =	Factores de capacidad de carga.	
Ø =	Ángulo de fricción interna del suelo.	30.0 °

Referencia: cimentaciones de concreto armado.

Para Ø =	30.0 °	N _c =	37.16
		N _q =	22.45
		N _y =	27.08

Q _u	=	70.06 Tn/m ²
F.S	=	3.00
Q _a	=	Q _u /F.S
Q _a	=	23.35 Tn/m ²
Q _a	=	2.34 Kg/cm ²

Presión admisible del Terreno Asumido:
Q_a = 2.34 Kg/cm²



Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
E-mail: david_azana@hotmail.com

Tabla 22. Ensayo estandar de laboratorio

ENSAYO ESTANDAR DE LABORATORIO

SOLICITA : ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE & MORENO HUAMAN ALEJANDRO
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"
UBICACIÓN : LUGAR DISTRICTO PROVINCIA DEPARTAMENTO
 CONOPA POMABAMBA POMABAMBA ANCASH
CALICATA : CA - 01 **MUESTRA :** MA - 01.
FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 **PROFUNDIDAD(m.) :** 1.50

Pozo N°		CA - 01
Muestra		MA - 01.
Profundidad (m)		1.50
PORCENTAJE ACUMULADO QUE PASA POR MALLA DE PORCIÓN DE MATERIAL MENOR DE 3"	3"	100.00
	2 1/2"	100.00
	1 1/2"	95.32
	3/4"	82.95
	3/8"	66.34
	N° 4	50.68
	N° 8	43.59
	N° 16	33.64
	N° 30	25.72
	N° 50	19.61
	N° 100	15.36
	N° 200	12.87
Coef. Uniformidad	Cu.	...
Coef. Concavidad	Cc.	...
LÍMITES DE CONSISTENCIA	L.L.	21.32
	L.P.	11.44
	I.P.	9.88
HUMEDAD NATURAL		7.41
CLASIFICACIÓN SUCS		GM


 COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ
 Augusto del Valle
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 123225

NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.

Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
 E-mail: david_azana@hotmail.com

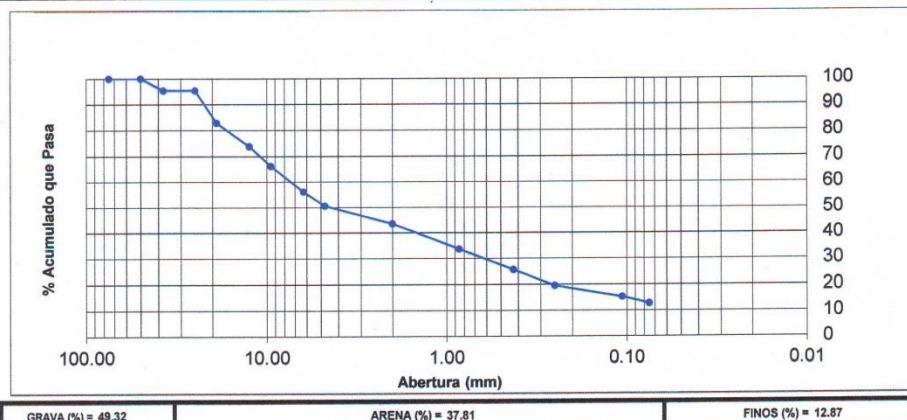
Tabla 23. Contenido de humedad ASTM D-2216

ANALISIS GRANULOMETRICO POR TAMIZADO
CLASIFICACION ASTM D-421

SOLICITA : ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE & MORENO HUAMAN ALEJANDRO
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"
UBICACIÓN **LUGAR** **DISTRITO** **PROVINCIA** **REGION**
 CONOPA POMABAMBA POMABAMBA ANCASH
CALICATA : CA - 01 **MUESTRA :** MA - 01.
FECHA SETIEMBRE DEL 2018 **PROFUNDIDAD(m.** 1.50
PESO INICIAL SECO: 2581.40 grs. **% QUE PASA MALLA N° 200:** 12.87
PESO LAVADO SECO: 2249.08 grs. **% RETENIDO MALLA 3":** 0.00

Tamices ASTM	Abertura (mm)	Peso Retenido (grs)	% Retenido Parcial	% Retenido Acumulado	% Acumulado Que Pasa
3"	75.000	0.00	0.00	0.00	100.00
2"	50.000	0.00	0.00	0.00	100.00
1 1/2"	37.500	120.81	4.68	4.68	95.32
1"	25.000	0.00	0.00	4.68	95.32
3/4"	19.000	319.35	12.37	17.05	82.95
1/2"	12.500	232.42	9.00	26.05	73.95
3/8"	9.500	196.27	7.60	33.66	66.34
1/4"	6.250	260.34	10.09	43.74	56.26
N° 4	4.750	143.95	5.58	49.32	50.68
N° 10	2.000	183.11	7.09	56.41	43.59
N° 20	0.850	256.84	9.95	66.36	33.64
N° 40	0.425	204.50	7.92	74.28	25.72
N° 60	0.250	157.47	6.10	80.39	19.61
N° 140	0.106	109.72	4.25	84.64	15.36
N° 200	0.075	64.30	2.49	87.13	12.87
> N° 200	0.000	0.00	0.00	87.13	12.87
TOTAL		2249.08	87.13		

Resumen de Datos	
% que pasa N° 3	100.00
% que pasa N° 4	50.68
% que pasa N° 200	12.87
L.L.	21.32
L.P.	11.44
I.P.	9.88
D10	...
D30	...
D60	...
Cu	...
Cc	...
w (%)	7.41
GRAVA (%)	49.32
ARENA (%)	37.81
FINOS (%)	12.87



NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.


COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
Asesor Técnico: Jhonatan Castro
Matrícula N° 13420

Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
E-mail: david_azana@hotmail.com

Tabla 25. Límites de consistencia, determinación de límite líquido y límite plástico ASTM D-423 – D-424

LIMITES DE CONSISTENCIA
DETERMINACION DE LIMITE LIQUIDO Y LIMITE PLASTICO ASTM D-423 - D-424

SOLICITA : ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE & MORENO HUAMAN ALEJANDRO

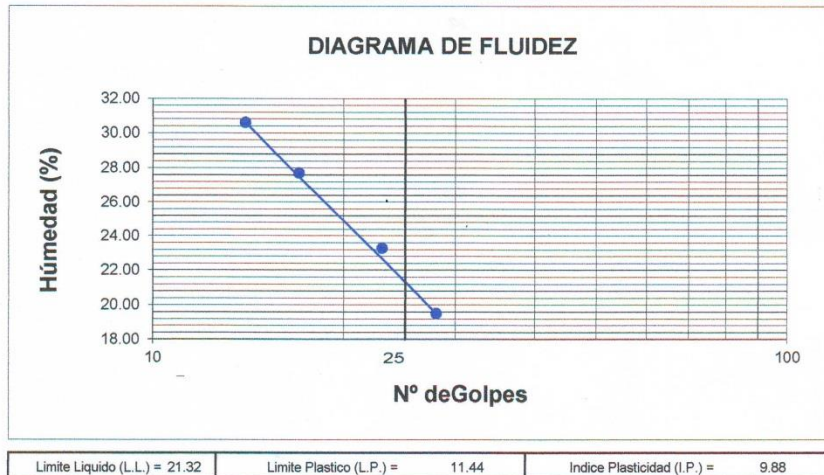
PROYECTO : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"

UBICACIÓN : **LUGAR** CONOPA **DISTRITO** POMABAMBA **PROVINCIA** POMABAMBA **DEPARTAMENTO** ANCASH

CALICATA : CA - 01 **MUESTRA :** MA - 01.

FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 **PROFUNDIDAD(m.) :** 1.50

Ensayo	LIMITE LIQUIDO				LIMITE PLASTICO		
Datos							
Frasco N°							
N. de Golpes	14	17	23	28	1	2	3
(1) Pfr + P.S.H. (gr)	39.18	38.60	39.39	38.98	29.08	28.94	28.89
(2) Pfr + P.S.S. (gr)	36.95	36.59	37.52	37.41	28.81	28.68	28.62
(3) Pagua (gr) (1) - (2)	2.23	2.01	1.87	1.57	0.27	0.26	0.27
(4) Pfr (gr)	29.66	29.34	29.49	29.36	26.49	26.36	26.27
(5) P.S.S. (gr) (2) - (4)	7.29	7.25	8.03	8.05	2.32	2.32	2.35
(6) C. Humedad (%) (3) / (5)	30.59	27.72	23.29	19.50	11.64	11.21	11.49



NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para su respectivos ensayos en laboratorio.


COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERU
INGENIERO CIVIL
AUGUSTO
CIR N° 13325

Jr. Soledad N° 1345 Barrio La Soledad Huaraz - Ancash Telf. (043) 222263 Cel. 943-953072 / 950827007
E-mail: david_azana@hotmail.com


Tabla 26. Peso específico relativo de sólidos (S_s) – ASTM D854

PESO ESPECIFICO RELATIVO DE SOLIDOS (Ss) - ASTM D854

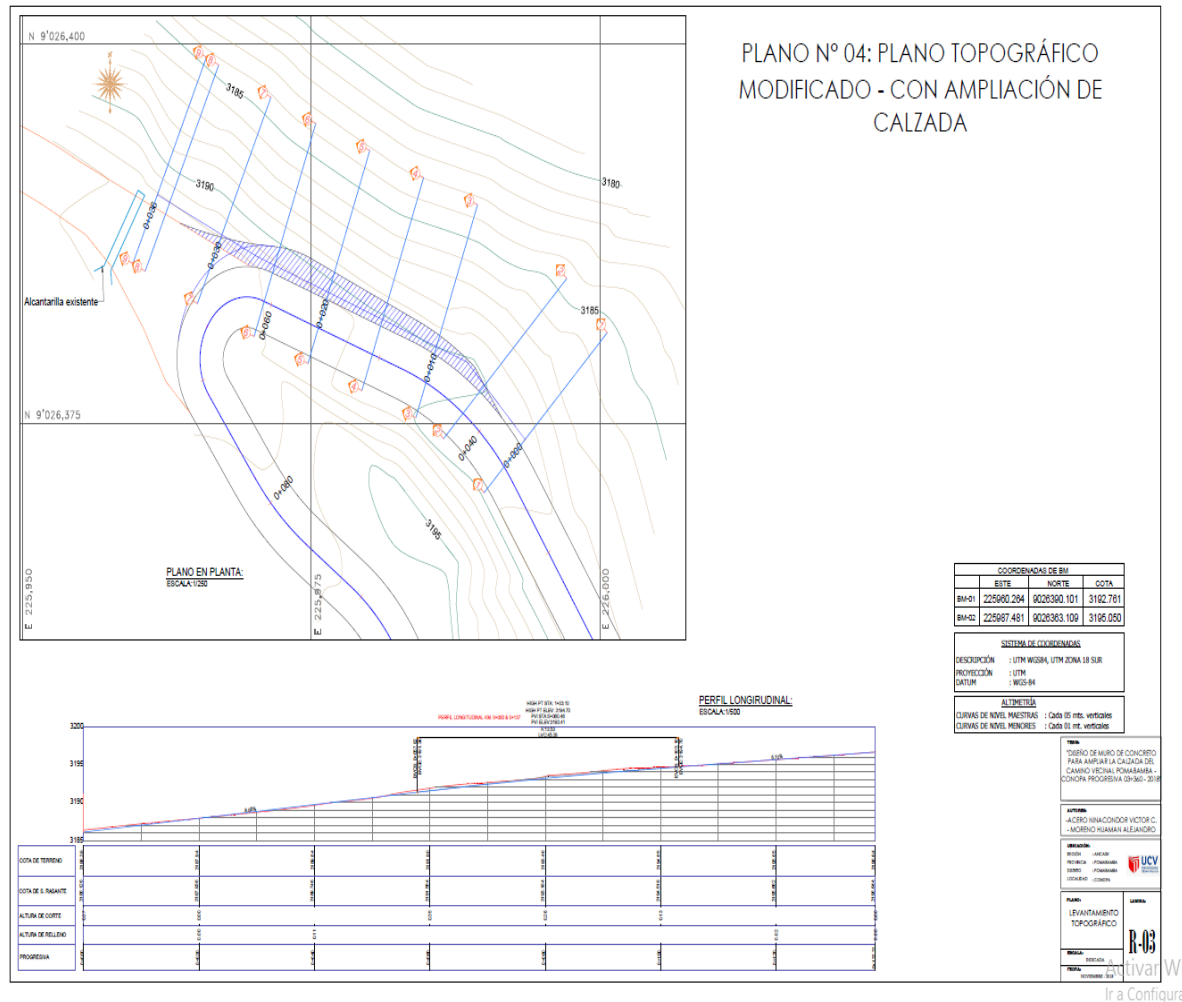
SOLICITA : ACERO NINACONDOR VICTOR CLEMENTE & MORENO HUAMAN ALEJANDRO
 PROYECTO : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO
 VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"
 UBICACIÓN : LUGAR DISTRITO PROVINCIA DEPARTAMENTO
 CONOPA POMABAMBA POMABAMBA ANCASH
 CALICATA : CA - 01 MUESTRA : MA - 01.
 FECHA : SETIEMBRE DEL 2018 PROFUNDIDAD(m.) : 1.50

POZO	CA - 01		
MUESTRA	MA - 01.		
(1) Peso del frasco Vol. + Peso Suelo Seco (gr)	81.20	87.80	85.05
(2) Peso del frasco Volumétrico (gr)	47.80	46.20	48.40
(3) Peso del Suelo Seco (gr)	33.40	41.60	36.65
(4) Peso del frasco + Peso Suelo Seco + P. de agua (gr)	170.79	176.75	170.53
(5) Peso del frasco Vol. + P. del agua	154.67	156.36	152.95
(6) Peso Especifico Relativo de Sólidos	1.93	1.96	1.92
PESO ESPECIFICO PROMEDIO	1.94		

NOTA : Las muestras fueron traídas por el interesado para sus respectivos ensayos en laboratorio.


 COLEGIO DE INGENIEROS DEL PERÚ
 Augusto Eduardo Sánchez Castro
 INGENIERO CIVIL
 CIP N° 13326

ANEXO N° 05 – AMPLIACIÓN DE CALZADA



❖ ANEXO N° 06 – ESTUDIO DE TRÁFICO VEHICULAR




















Tabla 22. *Resumen de tráfico vehicular*



FORMATO N° 1

FORMATO DE CLASIFICACION VEHICULAR

ESTUDIO PARA EL MANTENIMIENTO PERIÓDICO DEL CAMINO VECINAL "POMABAMBA - YUNCAJ - CONOPA, ACCESO A VIÑAUYA, ACCESO A COCHAPAMPA", L=15.820 km

TRAMO DE LA CARRETERA			POMABAMBA - YUNCAJ - CONOPA										ESTACIÓN		YUNCAJ					
UBICACIÓN			POMABAMBA										CÓDIGO DE LA ESTACIÓN		E1					
													DÍA Y FECHA		AGOSTO DEL 2017					
DIAS	SENT I DO	AUTO	STATION WAGON	CAMIONETAS			MICRO	BUS		CAMION			SEMI TRAYLER				TRAYLER			
				PICK UP	PANEL	RURAL Combi		2 E	≥3 E	2 E	3 E	4 E	2S1/2S2	2S3	3S1/3S2	≥ 3S3	2T2	2T3	3T2	≥3T3
DIAGRA. VEH.																				
LUNES		0	19	13	1	14	2	0	0	4	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MARTES		0	18	9	0	10	2	1	0	13	7	0	0	0	0	0	0	0	0	0
MIÉRCOLES		0	19	14	3	13	1	1	0	11	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
JUEVES		0	19	8	1	8	2	2	0	13	6	0	0	0	0	0	0	0	0	0
VIERNES		0	21	12	2	9	1	1	0	11	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
SABADO		0	14	4	2	4	1	0	0	13	5	0	0	0	0	0	0	0	0	0
DOMINGO		0	24	3	0	10	0	0	0	11	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
TOTAL SEMANA		0	134	63	9	68	9	5	0	76	29	0	0	0	0	0	0	0	0	0
IMDs = Σ/7		0.00	19.14	9.00	1.29	9.71	1.29	0.71	0.00	10.86	4.14	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
F.C.		0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.87	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93	0.93
IMDa = IMDsXF.C.		0.00	16.63	7.82	1.12	8.44	1.12	0.66	0.00	10.06	3.84	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
IMDa =																	50 VEH/DIA			

❖ ANEXO N° 07 - DIMENSIONES DEL MURO

Tabla 23. *Dimensiones del muro*

Parte	Dimensión
Altura	2.15 m
Base (zapata)	1.60 m
Corona	0.30 m
Zapata (espesor)	0.45 m
Puntera	0.20 m
Talón	0.20 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.17 m

Determinación de las dimensiones de prueba

Para un muro de altura 2.15 m

➤ **Ancho de la base o zapata (B)**

$$0.5 h \leq B \leq 0.7 h$$

$$0.50 (2.15) \leq B \leq 0.70 (2.15)$$

$$1.08 \leq B \leq 1.51$$

Se propone un ancho de zapata de 1.60 m

➤ **Espesor de la base o zapata (d)**

$$\frac{1}{8} h \leq d \leq \frac{1}{6} h$$

$$\frac{1}{8} (2.15) \leq d \leq \frac{1}{6} (2.15)$$

$$(0.27) \leq d \leq (0.36)$$

Se propone un espesor de zapata de 0.45 m

➤ **Espesor de corona (c)**

$$\frac{1}{12} h \leq c$$

$$\frac{1}{12} (2.15) \leq c$$

$$0.18 \leq c$$

Se propone un espesor de corona de 0.30 m, que es el mínimo aconsejable.

➤ **Espesor de la puntera (p)**

$$\frac{1}{2} d \leq p$$

$$\frac{1}{2} (0.45) \leq p$$

$$0.23 \leq p$$

Se propone una longitud de puntera de 0.20 m

➤ **Espesor de talón (t)**

$$\frac{1}{2} d \leq t$$

$$\frac{1}{2} (0.45) \leq t$$

$$0.23 \leq t$$

Se propone una longitud de talón de 0.20 m

➤ **Intradós**

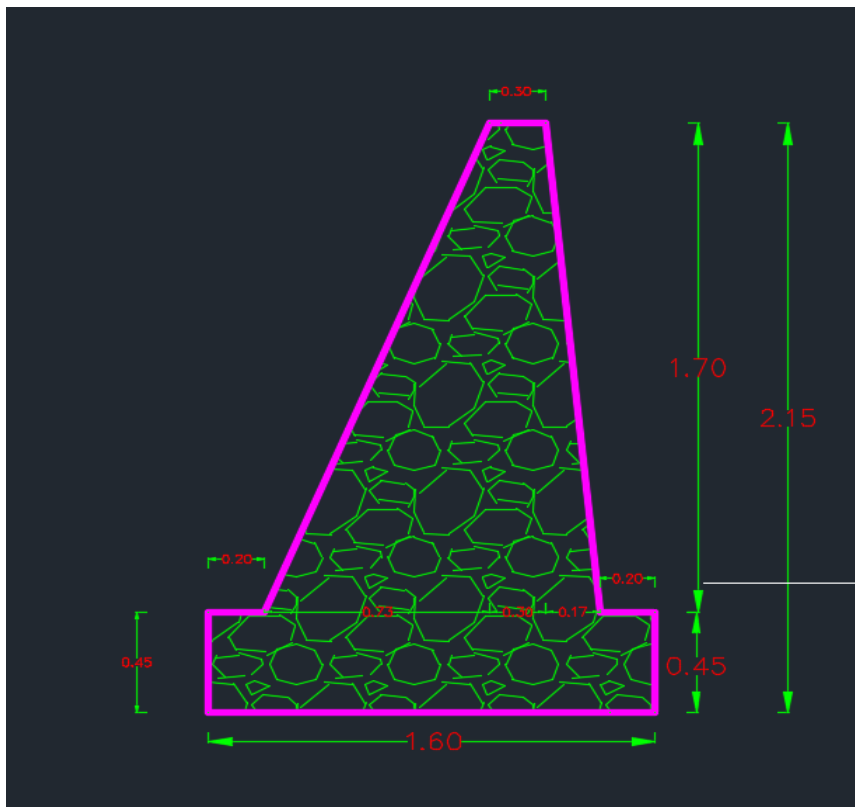
La proyección ortogonal del intradós estará la relación de 1 a 10

$$\frac{1}{10} (2.15 - 0.45) = t$$

$$0.17 \text{ m} = t$$

Se propone una longitud de la proyección ortogonal del intradós de 0.17 m

PLANO N° 05: DIMENSIONES DEL MURO N° 01



❖ **ANEXO N° 08 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRE CARGA**

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra activa

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30}$$

$$k_a = 0.333$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(p_a)(h)$$

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(k_a \gamma_s h)(h)$$

$$H_a = \frac{k_a \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_a = \frac{(0.333)(1.95)\left(\frac{1.73 + 2.15}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_a = 1.226 \text{ tn}$$

Altura de sobrecarga:

$$h_s = \frac{w_{s/c}}{\gamma_s}$$

$$h_s = \frac{1.02}{1.95}$$

$$h_s = 0.52 \text{ m}$$

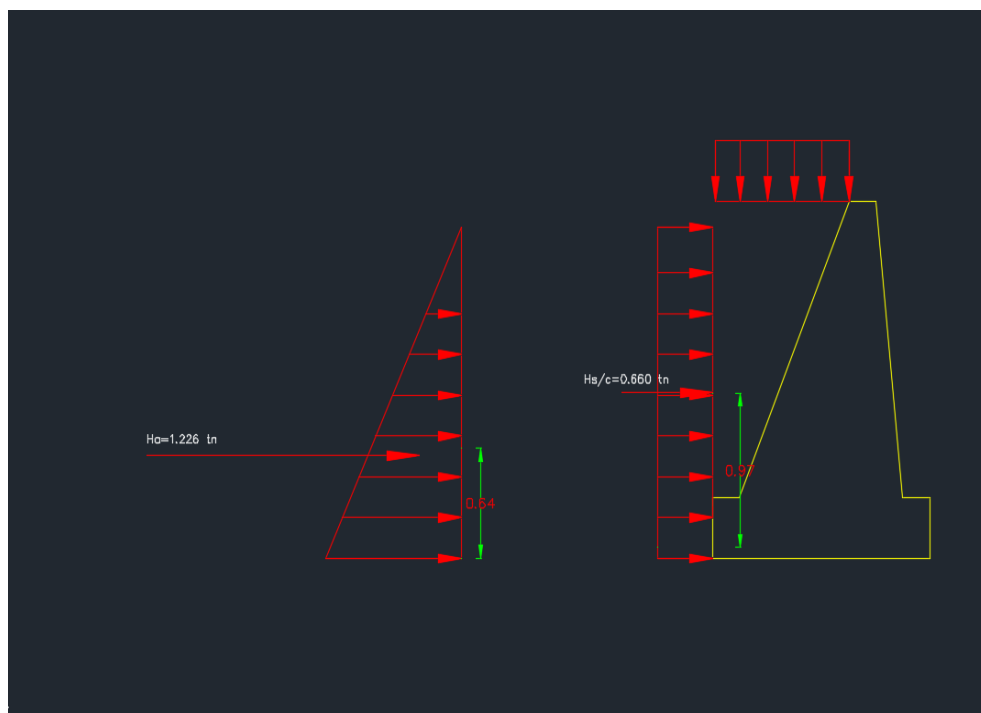
El peso por sobrecarga será:

$$H_{s/c} = k_a \gamma_s h_s h$$

$$H_{s/c} = (0.333)(1.95)(0.52)\left(\frac{1.76 + 2.15}{2}\right)$$

$$H_{\frac{s}{c}} = 0.660 \text{ tn}$$

PLANO N° 06: EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA



❖ **ANEXO N° 09 - PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN**

Tabla 24. *Peso y momento de resistencia - activo*

Elemento	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.332	0.313	0.104
2	1.173	0.520	0.610
3	1.427	0.913	1.303
4	1.210	1.157	1.399
5	0.663	1.500	0.994
6	1.656	0.800	1.325
	6.461		5.736

Tabla 25. *Peso y momento de volcadura*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Ha	1.226	0.647	0.794
Hs/c	0.660	1.971	0.646
	1.886		1.435

❖ **ANEXO N° 10 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO**

$$FSV > 2.00$$

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Donde: $\sum M_R$: *Sumatoria de momentos que tienden a resistir el volteo.*

$\sum M_A$: *Sumatoria de momentos que tienden a volcar la estructura.*

$$FS_V = \frac{5.736}{1.435}$$

$$FS_V = 3.998 > 2.0 \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

❖ **ANEXO N° 11 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO**

$$\mathbf{FSD > 1.50}$$

$$FS_D = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde: $\sum F_R$: *Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales.*

$\sum F_A$: *Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales.*

$$\sum F_R = F_f + H_p$$

$$\sum F_R = f \cdot F_v + H_p$$

Donde: F_f : *Fuerza de fricción*

H_p : *Empuje pasivo*

f : *Fricción*

F_v : *Fuerza vertical*

$$f = 0.9 \tan(30^\circ)$$

$$f = 0.520$$

$$FS_D = \frac{(0.520)(6.461)}{1.886}$$

$$\mathbf{FS_D = 1.780 > 1.50 \text{ (; SÍ CUMPLE !)}}\mathbf{}$$

❖ ANEXO N° 12 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD

Ubicación de la resultante en la base

$$\bar{x} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{(5.736) - (1.435)}{6.461}$$

$$\bar{x} = 0.666 \text{ m}$$

Excentricidad:

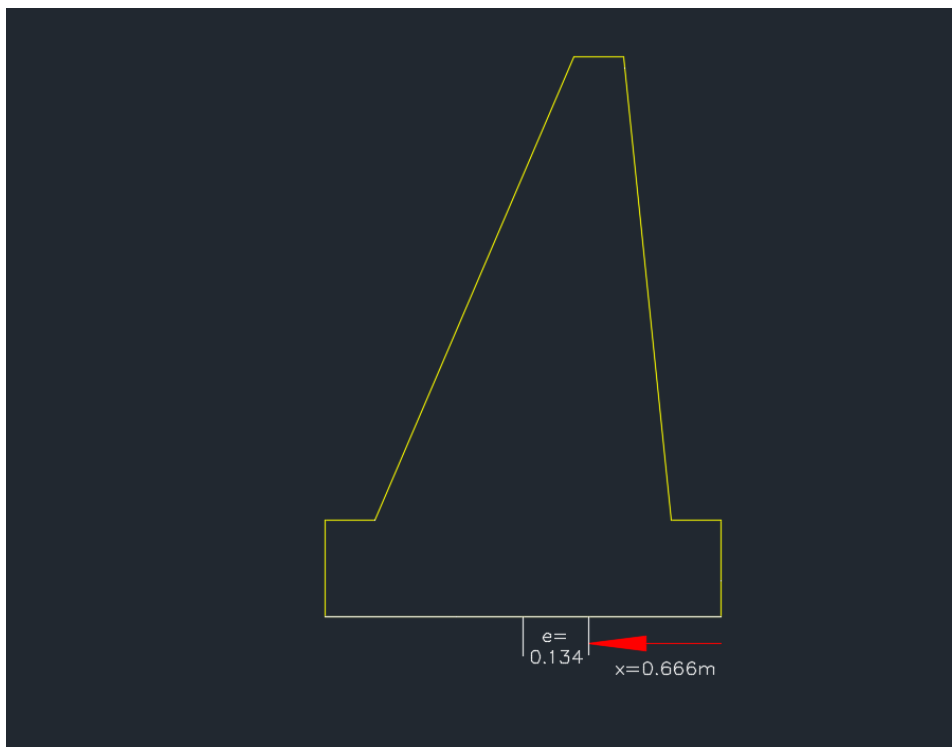
$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{1.60}{2} - 0.666$$

$$e = 0.134 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.267 \text{ m} (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

La resultante cae dentro del tercio central.

PLANO N° 07: UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y LA EXCENTRICIDAD



❖ **ANEXO N° 13 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE**

$$q_a = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{MÁX.} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = \frac{6.461}{1.60} \left(1 + \frac{6(0.134)}{1.60}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = 0.607 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

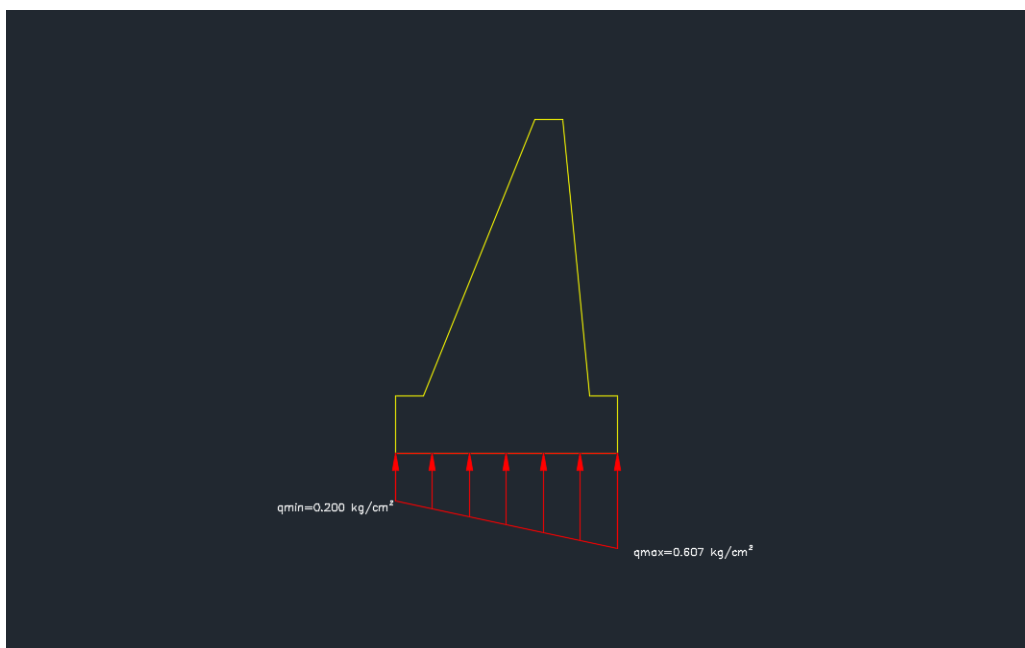
$$q_{MÍN} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{TALÓN} = \frac{6.461}{1.60} \left(1 - \frac{6(0.134)}{1.60}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{PUNTA} = 0.200 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

Por lo tanto no existe asentamiento diferencial.

PLANO N° 08: REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE



❖ **ANEXO N° 14 - DIMENSIONES DE PRUEBA**

Tabla 26. *Dimensiones del muro*

Parte	Dimensión
Altura	3.00 m
Base (zapata)	2.10 m
Corona	0.30 m
Zapata (espesor)	0.50 m
Puntera	0.25 m
Talón	0.25 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.25 m

Determinación de las dimensiones de prueba

Para un muro de altura 3.00 m

➤ **Ancho de la base o zapata (B)**

$$0.5 h \leq B \leq 0.7 h$$

$$0.50 (3.00) \leq B \leq 0.70 (3.00)$$

$$1.50 \leq B \leq 2.10$$

Se propone un ancho de zapata de 2.10 m

➤ **Espesor de la base o zapata (d)**

$$\frac{1}{8} h \leq d \leq \frac{1}{6} h$$

$$\frac{1}{8} (3.00) \leq d \leq \frac{1}{6} (3.00)$$

$$(0.38) \leq d \leq (0.50)$$

Se propone un espesor de zapata de 0.50 m

➤ **Espesor de corona (c)**

$$\frac{1}{12} h \leq c$$

$$\frac{1}{12} (3.00) \leq c$$

$$0.25 \leq c$$

Se propone un espesor de corona de 0.30 m, que es el mínimo aconsejable.

➤ **Espesor de la puntera (p)**

$$\frac{1}{2} d \leq p$$

$$\frac{1}{2} (0.50) \leq p$$

$$0.25 \leq p$$

Se propone una longitud de puntera de 0.25 m

➤ **Espesor de talón (t)**

$$\frac{1}{2} d \leq t$$

$$\frac{1}{2} (0.50) \leq t$$

$$0.25 \leq t$$

Se propone una longitud de talón de 0.25 m

➤ **Intradós**

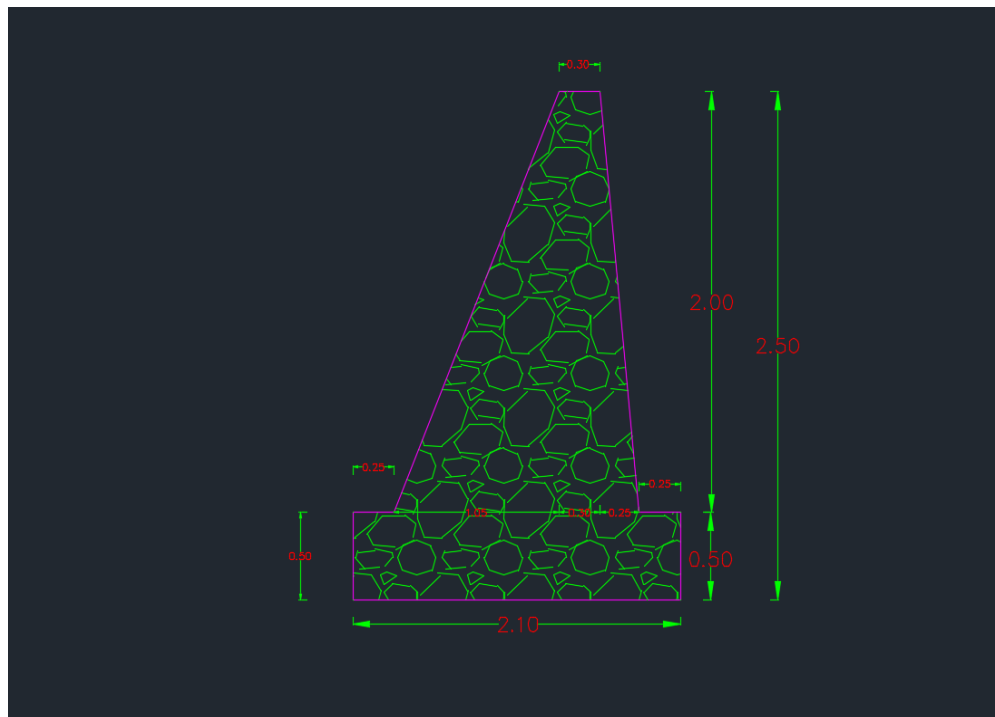
La proyección ortogonal del intradós estará la relación de 1 a 10

$$\frac{1}{10} (3.00 - 0.50) = t$$

$$0.25 \text{ m} = t$$

Se propone una longitud de la proyección ortogonal del intradós de 0.25 m

PLANO N° 09: DIMENSIONES DEL MURO N° 02



❖ ANEXO N° 15 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRE CARGA

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra activa

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30}$$

$$k_a = 0.333$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(p_a)(h)$$

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(k_a \gamma_s h)(h)$$

$$H_a = \frac{k_a \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_a = \frac{(0.333)(1.95)\left(\frac{2.45 + 3.00}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_a = 2.414 \text{ tn}$$

Altura de sobrecarga:

$$h_s = \frac{w_{s/c}}{\gamma_s}$$

$$h_s = \frac{1.02}{1.95}$$

$$h_s = 0.52 \text{ m}$$

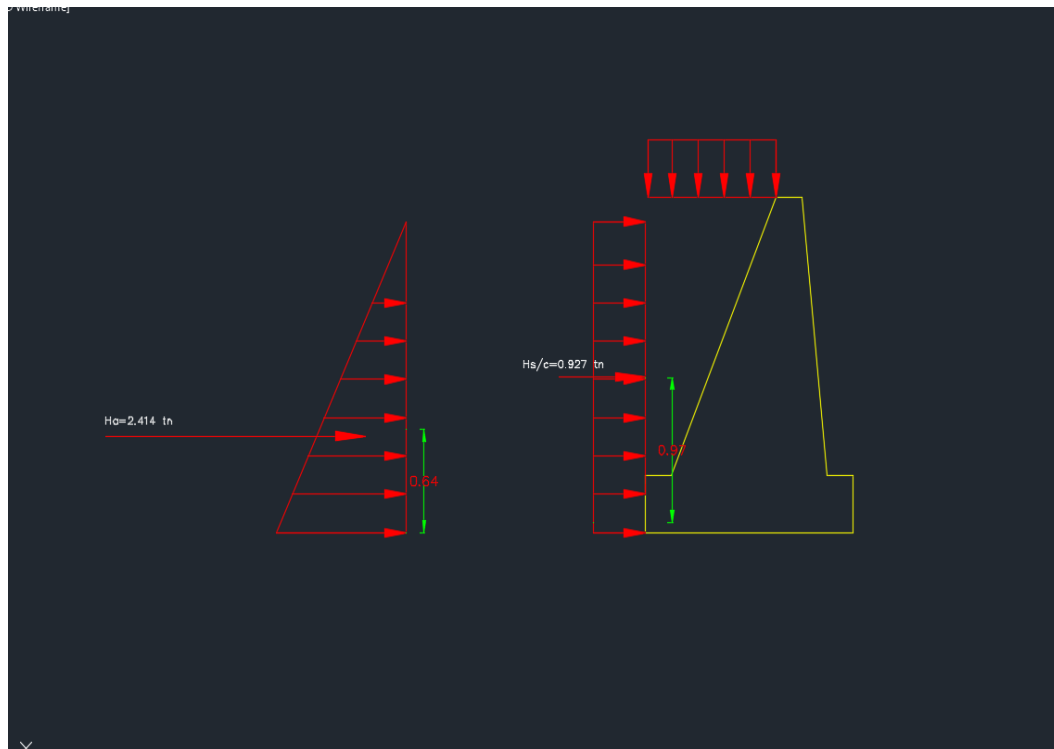
El peso por sobrecarga será:

$$H_{s/c} = k_a \gamma_s h_s h$$

$$H_{s/c} = (0.333)(1.95)(0.52)\left(\frac{2.45 + 3.00}{2}\right)$$

$$H_{\frac{s}{c}} = 0.927 \text{ tn}$$

PLANO N° 10: PLANO DE EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA



❖ ANEXO N° 16 – EMPUJE PASIVO

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra pasiva

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30}$$

$$k_p = 3.00$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(p_p)(h)$$

$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(k_p \gamma_s h)(h)$$

$$H_p = \frac{k_p \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_p = \frac{(3.00)(1.95)\left(\frac{0.14 + 0.52}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_p = 0.318 \text{ tn}$$

❖ ANEXO N° 17 – PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN

Tabla 27. *Peso y momento de resistencia – activo*

Elemento	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.719	0.417	0.299
2	1.725	0.650	1.121
3	3.019	1.150	3.472
4	2.559	1.500	3.838
5	1.219	1.975	2.407
6	2.415	1.050	2.536
	11.655		13.673

Tabla 28. *Peso y momento de resistencia - pasivo*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Hp	0.318	0.110	0.035

Tabla 29. *Peso y momento de volcadura*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Ha	2.414	0.909	2.194
Hs/c	0.927	1.363	1.263
	3.341		3.457

❖ **ANEXO N° 18 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO**

$$FSV > 2.00$$

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Donde: $\sum M_R$: Sumatoria de momentos que tienden a resistir el volteo.

$\sum M_A$: Sumatoria de momentos que tienden a volcar la estructura.

$$FS_V = \frac{13.67 + 0.04}{3.46}$$

$$FS_V = 3.966 > 2.0 \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

❖ **ANEXO N° 19 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO**

$$FSD > 1.50$$

$$FS_D = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde: $\sum F_R$: Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales.

$\sum F_A$: Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales.

$$\sum F_R = F_f + H_p$$

$$\sum F_R = f \cdot F_v + H_p$$

Donde: F_f : Fuerza de fricción

H_p : Empuje pasivo

f : Fricción

F_v : Fuerza vertical

$$f = 0.9 \tan(30^\circ)$$

$$f = 0.520$$

$$FS_D = \frac{(0.520)(11.655) + 0.318}{3.341}$$

$$FS_D = 1.908 > 1.50 \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

❖ ANEXO N° 20 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD

Ubicación de la resultante en la base

$$\bar{x} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{(13.673 + 0.035) - (3.457)}{11.655}$$

$$\bar{x} = 0.880 \text{ m}$$

Excentricidad:

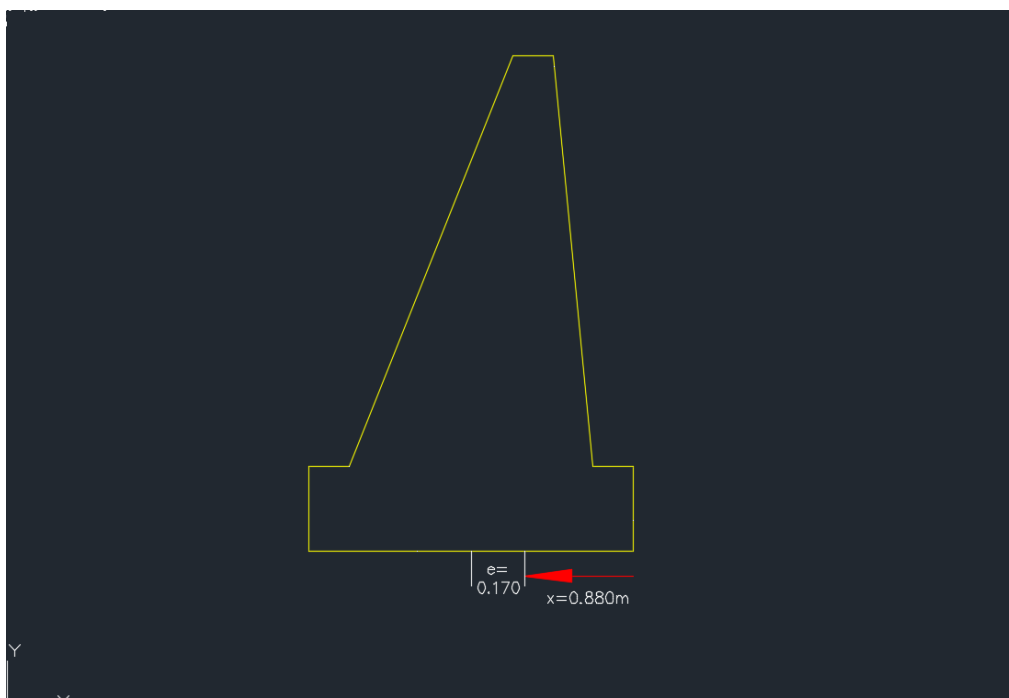
$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{2.10}{2} - 0.880$$

$$e = 0.170 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.350 \text{ m} \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

La resultante cae dentro del tercio central.

PLANO N° 11: UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y LA EXCENTRICIDAD



❖ **ANEXO N° 21 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE**

$$q_a = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{MÁX.} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = \frac{11.655}{2.10} \left(1 + \frac{6(0.170)}{2.10}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = 0.825 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

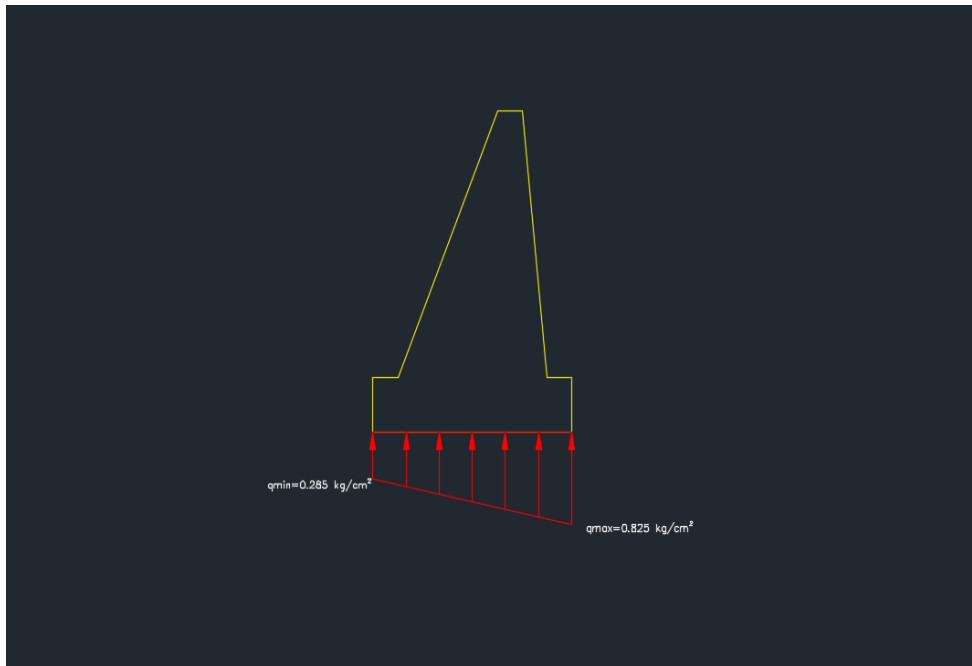
$$q_{MÍN} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{TALÓN} = \frac{11.655}{2.10} \left(1 - \frac{6(0.170)}{2.10}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{PUNTA} = 0.285 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

Por lo tanto no existe asentamiento diferencial.

PLANO N° 12: REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE



❖ **ANEXO N° 22 - DIMENSIONES DE PRUEBA**

Tabla 30. *Dimensiones del muro*

Parte	Dimensión
Altura	3.50 m
Base (zapata)	2.40 m
Corona	0.30 m
Zapata (espesor)	0.60 m
Puntera	0.30 m
Talón	0.30 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.29 m

Determinación de las dimensiones de prueba

Para un muro de altura 3.50 m

➤ **Ancho de la base o zapata (B)**

$$0.5 h \leq B \leq 0.7 h$$

$$0.50 (3.50) \leq B \leq 0.70 (3.50)$$

$$1.75 \leq B \leq 2.45$$

Se propone un ancho de zapata de 2.40 m

➤ **Espesor de la base o zapata (d)**

$$\frac{1}{8} h \leq d \leq \frac{1}{6} h$$

$$\frac{1}{8} (3.50) \leq d \leq \frac{1}{6} (3.50)$$

$$(0.44) \leq d \leq (0.58)$$

Se propone un espesor de zapata de 0.60 m

➤ **Espesor de corona (c)**

$$\frac{1}{12} h \leq c$$

$$\frac{1}{12} (3.50) \leq c$$

$$0.29 \leq c$$

Se propone un espesor de corona de 0.30 m, que es el mínimo aconsejable.

➤ **Espesor de la puntera (p)**

$$\frac{1}{2} d \leq p$$

$$\frac{1}{2} (0.60) \leq p$$

$$0.30 \leq p$$

Se propone una longitud de puntera de 0.30 m

➤ **Espesor de talón (t)**

$$\frac{1}{2} d \leq t$$

$$\frac{1}{2} (0.60) \leq t$$

$$0.30 \leq t$$

Se propone una longitud de talón de 0.30 m

➤ **Intradós**

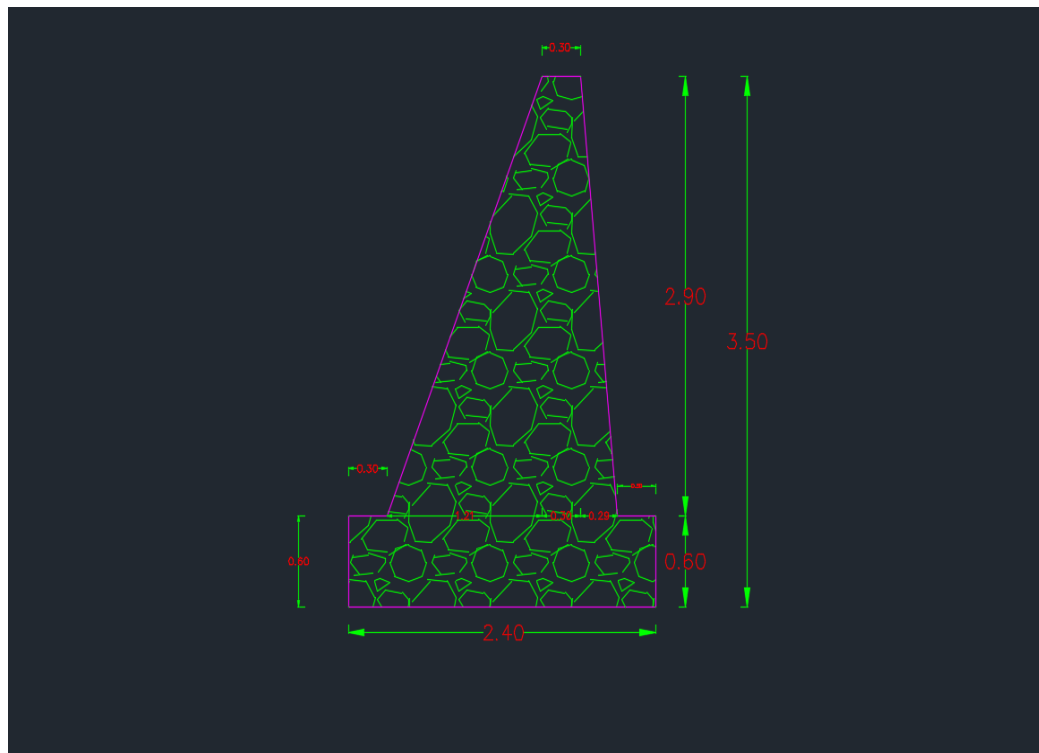
La proyección ortogonal del intradós estará la relación de 1 a 10

$$\frac{1}{10} (3.50 - 0.60) = t$$

$$0.29 m = t$$

Se propone una longitud de la proyección ortogonal del intradós de 0.29 m

PLANO N° 13: DIMENSIONES DEL MURO N° 03



❖ ANEXO N° 23 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra activa

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30}$$

$$k_a = 0.333$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(p_a)(h)$$

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(k_a \gamma_s h)(h)$$

$$H_a = \frac{k_a \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_a = \frac{(0.333)(1.95)\left(\frac{2.91 + 3.50}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_a = 3.341 \text{ tn}$$

Altura de sobrecarga:

$$h_s = \frac{w_{s/c}}{\gamma_s}$$

$$h_s = \frac{1.02}{1.95}$$

$$h_s = 0.52 \text{ m}$$

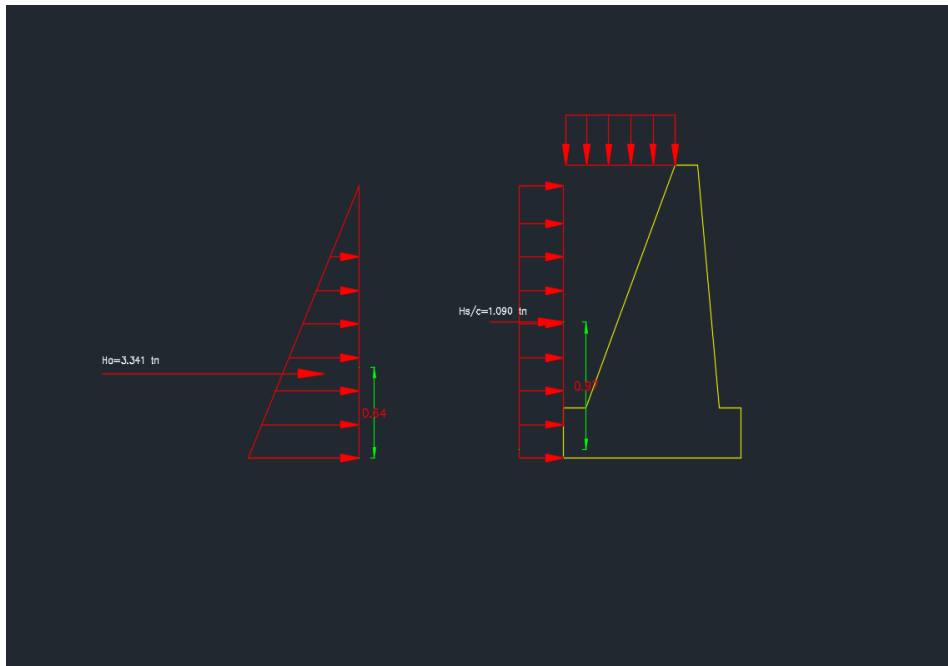
El peso por sobrecarga será:

$$H_{s/c} = k_a \gamma_s h_s h$$

$$H_{s/c} = (0.333)(1.95)(0.52)\left(\frac{2.91 + 3.50}{2}\right)$$

$$H_{s/c} = 1.090 \text{ tn}$$

PLANO N° 14: PLANO DE EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA



❖ ANEXO N° 24 – EMPUJE PASIVO

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra pasiva

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30}$$

$$k_p = 3.00$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(p_p)(h)$$

$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(k_p \gamma_s h)(h)$$

$$H_p = \frac{k_p \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_p = \frac{(3.00)(1.95)\left(\frac{0.16 + 0.23}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_p = 0.111 \text{ tn}$$

❖ **ANEXO N° 25 - PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN**

Tabla 31. *Peso y momento de resistencia – activo*

Elemento	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.967	0.493	0.477
2	2.001	0.740	1.481
3	4.035	1.293	5.219
4	3.421	1.697	5.804
5	1.696	2.250	3.817
6	3.312	1.200	3.974
	15.432		20.772

Tabla 32. *Peso y momento de resistencia - pasivo*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Hp	0.111	0.065	0.007

Tabla 33. *Peso y momento de volcadura*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Ha	3.341	1.069	3.571
Hs/c	1.090	1.603	1.748
	4.431		5.319

❖ **ANEXO N° 26 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO**

$$FSV > 2.00$$

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Donde: $\sum M_R$: *Sumatoria de momentos que tienden a resistir el volteo.*

$\sum M_A$: *Sumatoria de momentos que tienden a volcar la estructura.*

$$FS_V = \frac{20.77 + 0.007}{5.32}$$

$$FS_V = 3.907 > 2.0 \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

❖ **ANEXO N° 27 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO**

$$\mathbf{FSD > 1.50}$$

$$FS_D = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde: $\sum F_R$: *Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales.*

$\sum F_A$: *Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales.*

$$\sum F_R = F_f + H_p$$

$$\sum F_R = f \cdot F_v + H_p$$

Donde: F_f : *Fuerza de fricción*

H_p : *Empuje pasivo*

f : *Fricción*

F_v : *Fuerza vertical*

$$f = 0.9 \tan(30^\circ)$$

$$f = 0.520$$

$$FS_D = \frac{(0.520)(15.432) + 0.111}{4.431}$$

$$\mathbf{FS_D = 1.835 > 1.50 \text{ (; SÍ CUMPLE !)}}\mathbf{}$$

❖ ANEXO N° 28 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD

Ubicación de la resultante en la base

$$\bar{x} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{(20.772 + 0.007) - (5.319)}{15.432}$$

$$\bar{x} = 1.002 \text{ m}$$

Excentricidad:

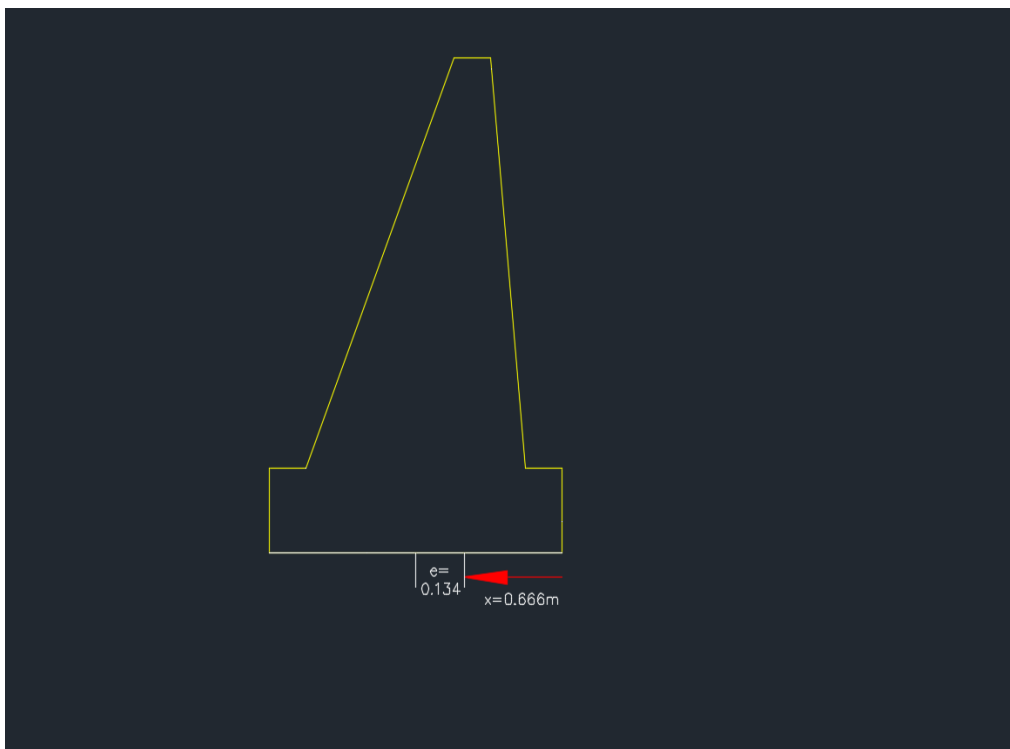
$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{2.40}{2} - 1.002$$

$$e = 0.198 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.400 \text{ m} \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

La resultante cae dentro del tercio central.

PLANO N° 15: UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y LA EXCENTRICIDAD



❖ ANEXO N° 29 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE

$$q_a = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{MÁX.} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = \frac{15.432}{2.40} \left(1 + \frac{6(0.198)}{2.40}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = 0.962 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

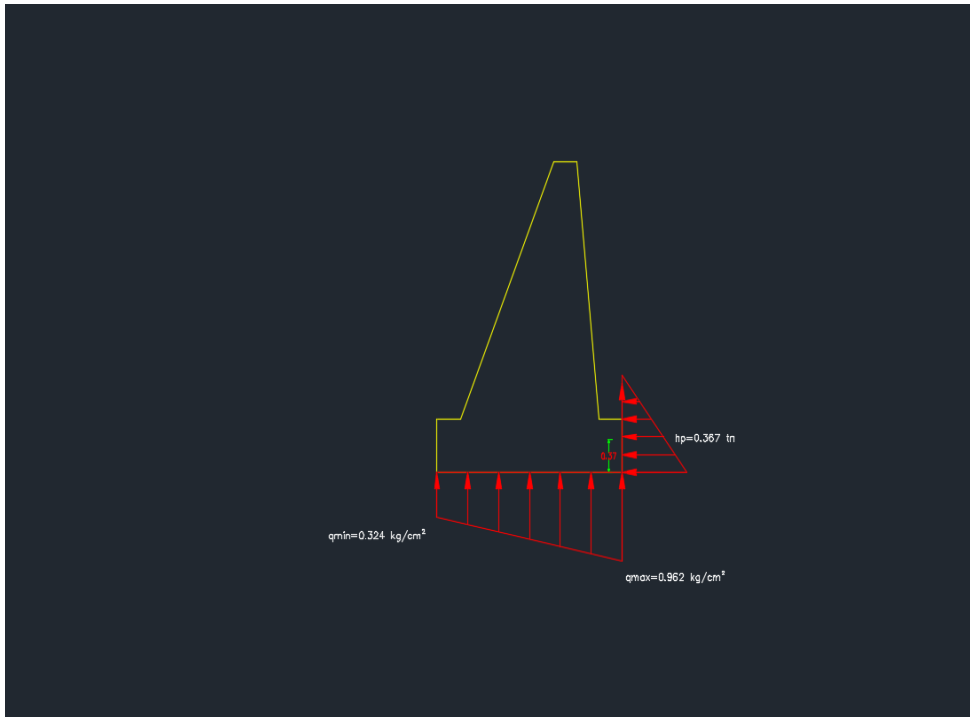
$$q_{MÍN.} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{TALÓN} = \frac{15.432}{2.40} \left(1 - \frac{6(0.198)}{2.40}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{PUNTA} = 0.324 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (\text{¡ SÍ CUMPLE !})$$

Por lo tanto no existe asentamiento diferencial.

PLANO N° 16: REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE



❖ **ANEXO N° 30 - DIMENSIONES DE PRUEBA**

Tabla 34. *Dimensiones del muro*

Parte	Dimensión
Altura	3.50 m
Base (zapata)	2.00 m
Corona	0.30 m
Zapata (espesor)	0.60 m
Puntera	0.30 m
Talón	0.30 m
Intradós (Proy. Ortogonal)	0.29 m

Determinación de las dimensiones de prueba

Para un muro de altura 3.50 m

➤ **Ancho de la base o zapata (B)**

$$0.5 h \leq B \leq 0.7 h$$

$$0.50 (3.50) \leq B \leq 0.70 (3.50)$$

$$1.75 \leq B \leq 2.45$$

Se propone un ancho de zapata de 2.00 m

➤ **Espesor de la base o zapata (d)**

$$\frac{1}{8} h \leq d \leq \frac{1}{6} h$$

$$\frac{1}{8} (3.50) \leq d \leq \frac{1}{6} (3.50)$$

$$(0.44) \leq d \leq (0.58)$$

Se propone un espesor de zapata de 0.60 m

➤ **Espesor de corona (c)**

$$\frac{1}{12} h \leq c$$

$$\frac{1}{12} (3.50) \leq c$$

$$0.29 \leq c$$

Se propone un espesor de corona de 0.30 m, que es el mínimo aconsejable.

➤ **Espesor de la puntera (p)**

$$\frac{1}{2} d \leq p$$

$$\frac{1}{2} (0.60) \leq p$$

$$0.30 \leq p$$

Se propone una longitud de puntera de 0.30 m

➤ **Espesor de talón (t)**

$$\frac{1}{2} d \leq t$$

$$\frac{1}{2} (0.60) \leq t$$

$$0.30 \leq t$$

Se propone una longitud de talón de 0.30 m

➤ **Intradós**

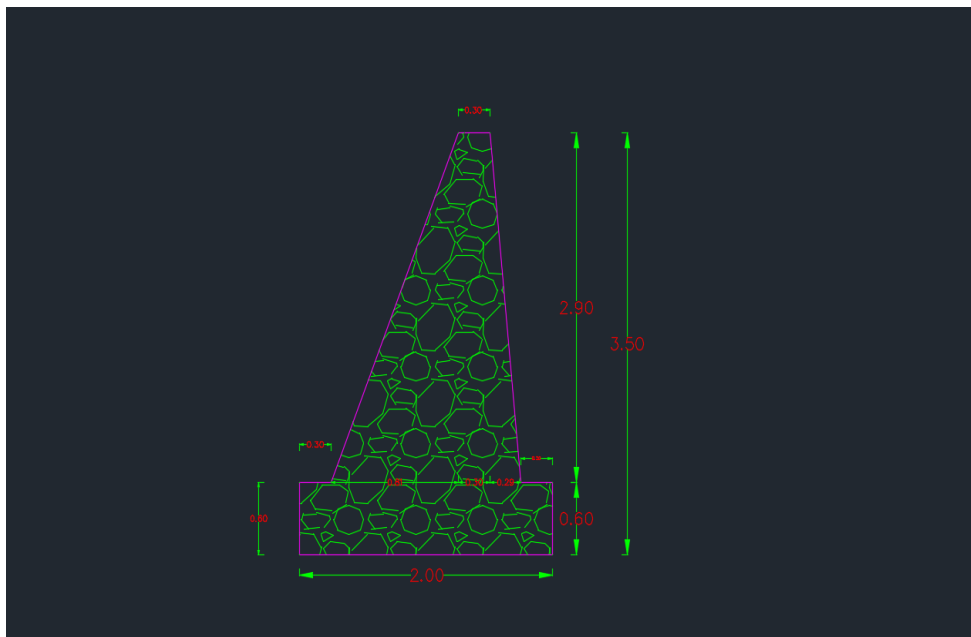
La proyección ortogonal del intradós estará la relación de 1 a 10

$$\frac{1}{10} (3.50 - 0.60) = t$$

$$0.29 \text{ m} = t$$

Se propone una longitud de la proyección ortogonal del intradós de 0.29 m

PLANO N° 17: DIMENSIONES DEL MURO N° 04



❖ ANEXO N° 31 - EMPUJE DE RELLENO Y SOBRE CARGA

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra activa

$$k_a = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}$$

$$k_a = \frac{1 - \sin 30}{1 + \sin 30}$$

$$k_a = \mathbf{0.333}$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(p_a)(h)$$

$$H_a = \left(\frac{1}{2}\right)(k_a \gamma_s h)(h)$$

$$H_a = \frac{k_a \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_a = \frac{(0.333)(1.95)\left(\frac{2.99 + 3.50}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_a = \mathbf{3.424 \text{ tn}}$$

Altura de sobrecarga:

$$h_s = \frac{w_{s/c}}{\gamma_s}$$

$$h_s = \frac{1.02}{1.95}$$

$$h_s = 0.52 \text{ m}$$

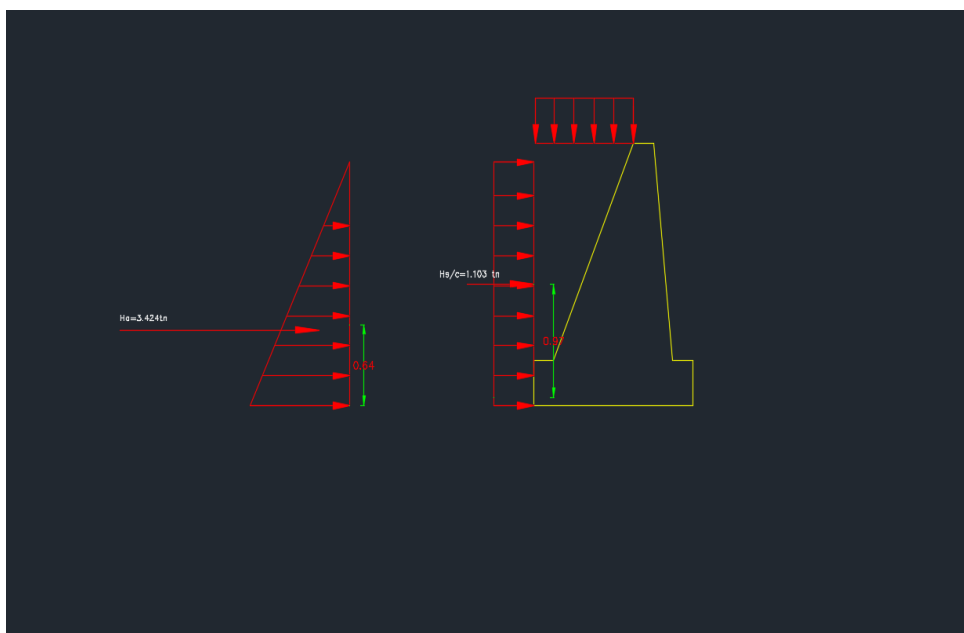
El peso por sobrecarga será:

$$H_{s/c} = k_a \gamma_s h_s h$$

$$H_{s/c} = (0.333)(1.95)(0.52)\left(\frac{2.99 + 3.50}{2}\right)$$

$$H_{s/c} = \mathbf{1.103 \text{ tn}}$$

PLANO N° 18: PLANO DE EMPUJE DE RELLENO Y SOBRECARGA



❖ ANEXO N° 32 – EMPUJE PASIVO

Usando la fórmula de Rankine, coeficiente de tierra pasiva

$$k_p = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi}$$

$$k_p = \frac{1 + \sin 30}{1 - \sin 30}$$

$$k_p = 3.00$$

El empuje del terreno de relleno será:

$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(p_p)(h)$$

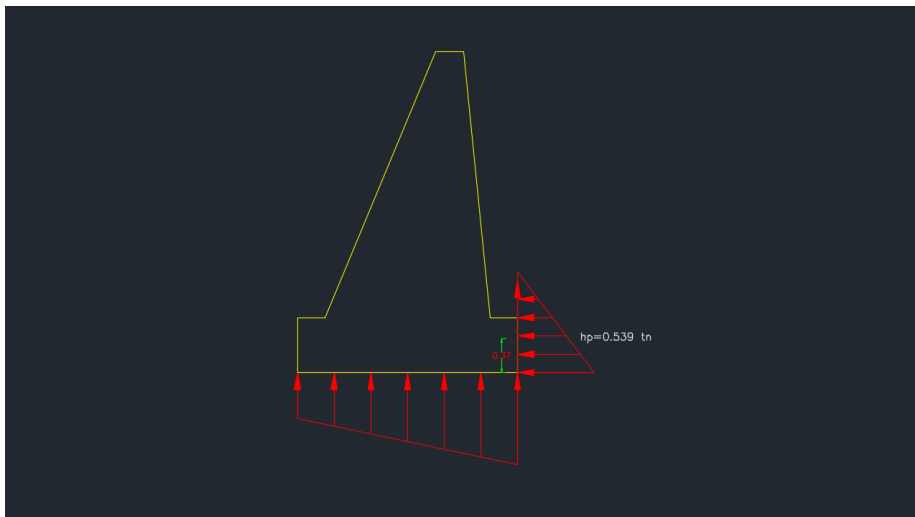
$$H_p = \left(\frac{1}{2}\right)(k_p \gamma_s h)(h)$$

$$H_p = \frac{k_p \gamma_s h^2}{2}$$

$$H_p = \frac{(3.00)(1.95)\left(\frac{2.20 + 0.00}{2}\right)^2}{2}$$

$$H_p = 3.539 \text{ tn}$$

PLANO N° 19: EMPUJE PASIVO



❖ **ANEXO N° 33 - PESO Y MOMENTO DEL MURO DE CONTENCIÓN**

Tabla 35. *Peso y momento de resistencia – activo*

Elemento	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
1	0.967	0.493	0.477
2	2.001	0.740	1.481
3	2.701	1.160	3.134
4	2.290	1.430	3.275
5	1.696	1.850	3.138
6	2.760	1.000	2.760
	12.416		14.264

Tabla 36. *Peso y momento de resistencia - pasivo*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Hp	3.539	0.367	1.298

Tabla 37. *Peso y momento de volcadura*

Hi (tn)	Carga (tn)	Brazo (m)	Momento (tn-m)
Ha	3.424	1.082	3.705
Hs/c	1.103	1.623	1.791
	4.527		5.496

❖ **ANEXO N° 34 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL VUELCO**

FSV > 2.00

$$FS_V = \frac{\sum M_R}{\sum M_A}$$

Donde: $\sum M_R$: Sumatoria de momentos que tienden a resistir el volteo.

$\sum M_A$: Sumatoria de momentos que tienden a volcar la estructura.

$$FS_V = \frac{14.264 + 1.298}{5.496}$$

$$FS_V = 2.83 > 2.0 \text{ (¡ SÍ CUMPLE !)}$$

❖ **ANEXO N° 35 - FACTOR DE SEGURIDAD CONTRA EL DESLIZAMIENTO**

$$\mathbf{FSD > 1.50}$$

$$FS_D = \frac{\sum F_R}{\sum F_A}$$

Donde: $\sum F_R$: *Sumatoria de fuerzas resistentes horizontales.*

$\sum F_A$: *Sumatoria de fuerzas actuantes horizontales.*

$$\sum F_R = F_f + H_p$$

$$\sum F_R = f \cdot F_v + H_p$$

Donde: F_f : *Fuerza de fricción*

H_p : *Empuje pasivo*

f : *Fricción*

F_v : *Fuerza vertical*

$$f = 0.9 \tan(30^\circ)$$

$$f = 0.520$$

$$FS_D = \frac{(0.520)(12.416) + 3.539}{4.527}$$

$$\mathbf{FS_D = 2.207 > 1.50 \text{ (; SÍ CUMPLE !)}}\mathbf{}$$

❖ ANEXO N° 36 – UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y EXCENTRICIDAD

Ubicación de la resultante en la base

$$\bar{x} = \frac{\sum M_R - \sum M_A}{\sum V}$$

$$\bar{x} = \frac{(14.264 + 1.298) - (5.496)}{12.416}$$

$$\bar{x} = 0.811 \text{ m}$$

Excentricidad:

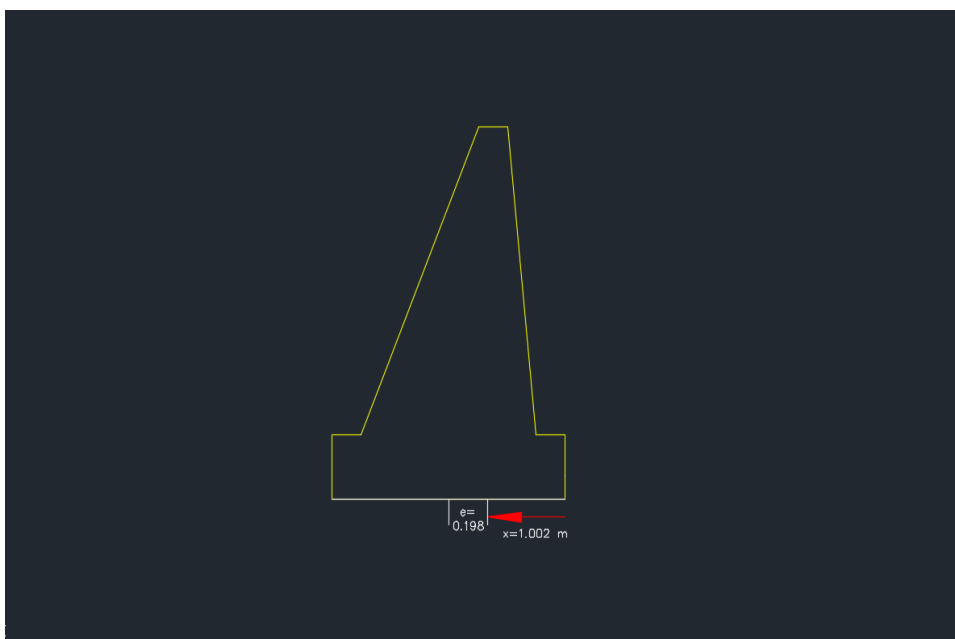
$$e = \frac{B}{2} - \bar{x}$$

$$e = \frac{2.00}{2} - 0.811$$

$$e = 0.189 \text{ m} \leq \frac{B}{6} = 0.333 \text{ m} \text{ (; SÍ CUMPLE !)}$$

La resultante cae dentro del tercio central.

PLANO N° 20: UBICACIÓN DE LA RESULTANTE Y LA EXCENTRICIDAD



❖ ANEXO N° 37 – REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE

$$q_a = 2.34 \frac{kg}{cm^2}$$

$$q_{MÁX.} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = \frac{12.416}{2.00} \left(1 + \frac{6(0.189)}{2.00}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÁX.} = q_{PUNTA} = 0.973 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (¡ \text{ SÍ CUMPLE !})$$

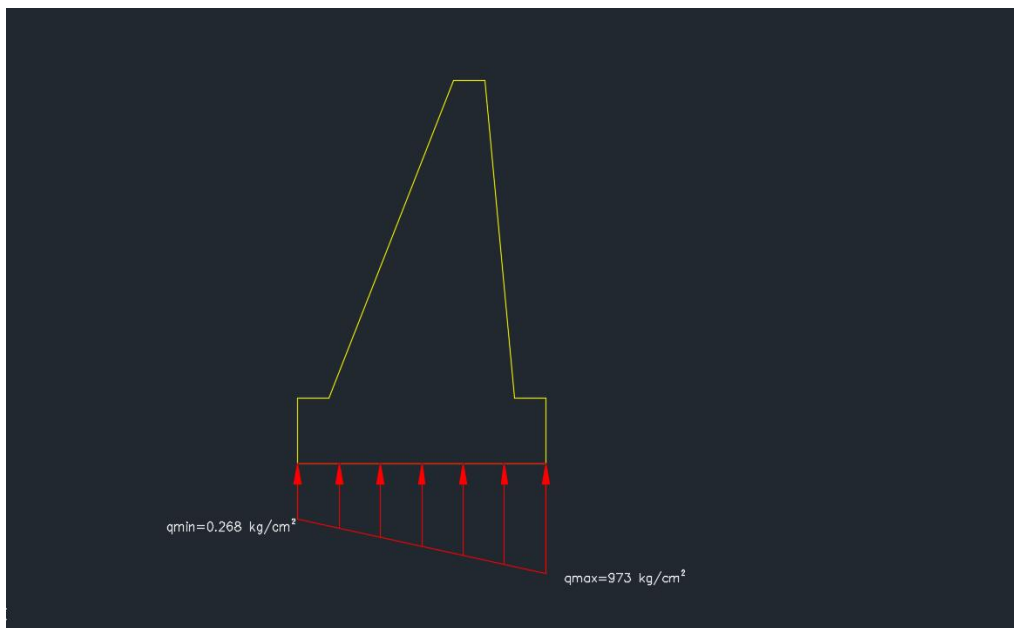
$$q_{MÍN} = \frac{\sum F_V}{B} \left(1 - \frac{6e}{B}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{TALÓN} = \frac{12.416}{2.00} \left(1 - \frac{6(0.189)}{2.00}\right) \left(\frac{1}{10}\right)$$

$$q_{MÍN.} = q_{PUNTA} = 0.268 \frac{kg}{cm^2} \leq 2.34 \frac{kg}{cm^2} \quad (¡ \text{ SÍ CUMPLE !})$$

Por lo tanto no existe asentamiento diferencial.

PLANO N° 21: REACCIÓN DEL SUELO CONTRA LA BASE



❖ ANEXO N° 38 – ANÁLISIS DE COSTOS Y PRESUPUESTO

S10

Página 1

Presupuesto

Presupuesto	0401001	"DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"			
Subpresupuesto	001	"DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"			
Cliente	UNIVERSIDAD CESAR VALLEJO			Costo al	15/12/2018
Lugar	ANCASH - HUARAZ - HUARAZ				
Item	Descripción	Und.	Metrado	Precio S/.	Parcial S/.
01	OBRAS PROVISIONALES				3,059.88
0101	ALMACEN, OFICINA Y GUARDIANA	glb	100	1500.00	1500.00
0102	CARTEL DE OBRA 3.60x7.20	und	100	1559.88	1559.88
02	TRABAJOS PRELIMINARES				58.32
02.01	LIMPIEZA DEL TERRENO MANUAL	m2	40.50	144	58.32
03	MOVIMIENTO DE TIERRAS				2,331.96
03.01	CORTE DE TERRENO MANUAL	m3	44.87	9.62	431.65
03.02	NIVELACION Y COMPACTACION DE SUB RASANTE CON EQUIPO	m2	40.50	9.06	366.93
03.03	RELLENO Y COMPACTACION CON MAT. PROPIO CON EQUIPO	m3	43.29	35.12	1520.34
03.04	ELIMINACION DE MATERIAL EXCEDENTE HASTA 15.00 MT (A MANO USANDO CARRETILLA)	m3	158	8.25	13.04
04	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO				4,488.78
04.01	ENCOFRADO Y DESENCOFRADO DE MURO	m2	14196	3162	4,488.78
05	CONCRETO SIMPLE				21,190.91
05.01	CONCRETO EN MURO f'c=40 kg/cm2	m3	67.85	312.32	21,190.91
06	FLETE TERRESTRE				9,400.00
06.01	FLETE TERRESTRE	glb	100	9,400.00	9,400.00
	Costo Directo				40,529.85
	Gastos Generales 0.0000%				
	UTILIDAD (10%)				4,052.99
	SUB TOTAL				44,571.99
	IGV				8,024.91
	TOTAL				52,596.90
	SON : CINCUENTIDOS MIL QUINIENTOS NOVENTA Y SEIS Y 90/100 SOLES				

FOTOGRAFÍAS



Foto 1: Tramo de regreso, donde se construirá el muro de contención



Foto 2: Tesistas, donde se ampliará la calzada



Foto 3: Ubicación de la calicata



Foto 4: Tesistas donde se realizó la calicata




Foto 5: Recojo de la muestra



Foto 6: Levantamiento topográfico

ANEXO 39: Documentos de similitud



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

FACULTAD DE INGENIERÍA

ESCUELA PROFESIONAL DE INGENIERÍA CIVIL

"Diseño de muro de contención de concreto para ampliar la calzada del camino vecinal Pomabamba – Conopa, progresiva 03-360 - 2018"

TESIS PARA OBTENER EL TÍTULO PROFESIONAL DE:

INGENIERO CIVIL

AUTORES:

Acero Ninacondor Victor Clemente

Moreno Huaman Alejandro

ASESORA:


Mgtr. Alvarez Asio, Luz Esther

LÍNEA DE INVESTIGACIÓN:

Diseño Sismico y Estructural

HUARAZ - PERÚ

2018




Resumen de coincidencias ×

9 %

			>
1	www.docsity.com Fuente de Internet	3 %	>
2	repositorio.ucv.edu.pe Fuente de Internet	2 %	>
3	docplayer.es Fuente de Internet	1 %	>
4	pt.scribd.com Fuente de Internet	1 %	>
5	documents.tips Fuente de Internet	1 %	>
6	tesis.ucsm.edu.pe Fuente de Internet	<1 %	>
7	cde.ugr.es Fuente de Internet	<1 %	>

ANEXO 40: Acta de aprobación de originalidad de tesis

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	ACTA DE APROBACIÓN DE ORIGINALIDAD DE TESIS	Código	: F06-PP-PR-
		Versión	: 02.02
		Fecha	: 09
			: 23-03-2018
		Página	: 1 de 1

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018”, del (de la) estudiante ACERO NINACONDOR, VICTOR CLEMENTE constato que la investigación tiene un índice de similitud de 9% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879



**ACTA DE APROBACIÓN DE
ORIGINALIDAD DE TESIS**

Código : F06-PP-PR-
Versión : 02.02
Fecha : 09
Página : 23-03-2018
1 de 1

Yo, Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY Docente de la Facultad de Ingeniería y Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo Huaraz, revisor (a) de la tesis titulada:

“DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018”, del (de la) estudiante MORENO HUAMAN, ALEJANDRO constato que la investigación tiene un índice de similitud de 9% verificable en el reporte de originalidad del programa Turnitin.

El/la suscrito (a) analizó dicho reporte y concluyó que cada una de las coincidencias detectadas no constituyen plagio. A mi leal saber y entender la tesis cumple con todas las normas para el uso de citas y referencias establecidas por la Universidad César Vallejo.

Huaraz, 10 de diciembre de 2018



Mgtr. MOZO CASTAÑEDA, ERIKA MAGALY

DNI: 40711879

ANEXO 41: Autorización de publicación de tesis en repositorio institucional UCV

 UCV UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO	AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV	Código : F08-PP-PR-02.02 Versión : 09 Fecha : 23-03-2018 Página : 1 de 1
--	---	---

Yo ACERO NINACONDOR, VICTOR CLEMENTE identificado con DNI N° 10684047 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (☒), No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....



.....
Firma

DNI: 10684047

FECHA: 16 de diciembre del 2018



**AUTORIZACIÓN DE PUBLICACIÓN DE TESIS
EN REPOSITORIO INSTITUCIONAL UCV**

Código : F08-PP-PR-02.02
Versión : 09
Fecha : 23-03-2018
Página : 1 de 1

Yo MORENO HUAMAN, ALEJANDRO identificado con DNI N° 32612714 Egresado de la Escuela Profesional de Ingeniería Civil de la Universidad César Vallejo, autorizo (X) , No autorizo () la divulgación y comunicación pública de mi trabajo de investigación titulado : "DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018"; en el Repositorio Institucional de la UCV (<http://repositorio.ucv.edu.pe/>), según lo estipulado en el Decreto Legislativo 822, Ley sobre Derecho de Autor, Art.23 y Art. 33.

Fundamentación en caso de no autorización:

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....

.....


.....
Firma

DNI: 32612714

FECHA: 16 de Diciembre del 2018



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE
E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:
ACERO NINACONDOR, VICTOR CLEMENTE

INFORME TÍTULADO:

“ DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR
LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA- CONOPA,
PROGRESIVA 03+360 - 2018”

PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)



FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL



UNIVERSIDAD CÉSAR VALLEJO

AUTORIZACIÓN DE LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN

CONSTE POR EL PRESENTE EL VISTO BUENO QUE OTORGA EL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN DE

E. P. Ingeniería Civil

A LA VERSIÓN FINAL DEL TRABAJO DE INVESTIGACIÓN QUE PRESENTA:

MORENO HUAMAN, ALEJANDRO

INFORME TÍTULADO:

“DISEÑO DE MURO DE CONTENCIÓN DE CONCRETO PARA AMPLIAR LA CALZADA DEL CAMINO VECINAL POMABAMBA - CONOPA, PROGRESIVA 03+360 - 2018”

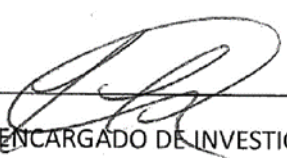
PARA OBTENER EL TÍTULO O GRADO DE:

INGENIERO CIVIL

SUSTENTADO EN FECHA: Domingo, 16 de diciembre de 2018

NOTA O MENCIÓN: Quince (15)




FIRMA DEL ENCARGADO DE INVESTIGACIÓN
DE E. P. INGENIERÍA CIVIL